

ARMIERTER BETON.

1915. JULI.

INHALT

Der Bau des Talüberganges bei Langwies an der elektrischen Bahn Chur-Arosa. Von Dipl.-Ing. H. Schürch i. Fa. Ed. Züblin & Cie. S. 149.

Die Einflußlinien mehrfach gestützter Rahmenträger. Von Dr.-Ing. H. Marcus (Breslau). (Fortsetzung von S. 138.) S. 156.

Beitrag zur Berechnung durchlaufender Deckenkonstruktionen. Von Dr. V. Lewe (Bromberg). S. 163.

Ermittlung der Abmessungen doppelt bewehrter Eisenbeton-

querschnitte. Von Dr.-Ing. Johs. Thieme (Buxtehude). S. 165.

Literaturschau. Bearbeitet von Bauamtmann R. Schober (Dresden). S. 168.

Verschiedene Mitteilungen: Verband deutscher Gutachtkammern. S. 170. — Aufhebung der Lieferungsverpflichtung. S. 170. — Gehaltskürzung. S. 170. — Ist eine Förderbahn Eisenbahn? S. 171.

Bücherbesprechungen. S. 171.

DER BAU DES TALÜBERGANGES BEI LANGWIES AN DER ELEKTRISCHEN BAHN CHUR—AROSA.

Von Dipl.-Ing. H. Schürch i. Fa. Ed. Züblin & Cie.

Die neue elektrische Bahn Chur—Arosa, eine meterspurige Adhäsionsbahn, verdient unter den schweizerischen Bergbahnen in technischer Hinsicht besondere Beachtung, weil sie zwei bemerkenswerte Talübergänge aufweist, einen über die Schlucht des Gründjetobels, den andern über das Tal der Plessur bei Langwies. Beide wurden in Eisenbeton ausgeführt und gehören zu den größten und kühnsten Brückenbauwerken, welche in diesem Baustoff bisher hergestellt wurden.

Namentlich die Brücke bei Langwies trifft in ihren Abmessungen wohl alle bisher bekannt gewordenen Ausführungen in Eisenbeton: Sie ist die höchste Eisenbetonbrücke, und die Lichtweite ihres großen Bogens ist nur um 4 m geringer als diejenige der bekannten Brücke der Wiedergeburt über den Tiber in Rom. Von besonderer Bedeutung ist, daß es sich dabei um eine Bahnbrücke handelt, wenn auch nur für eine Schmalspurbahn, weil gerade solche in Eisenbeton noch selten zu finden sind und an deren Bau weitergehende Anforderungen als bei Straßenbrücken gestellt werden müssen.

Wenn es auffallend erscheinen sollte, ein einzelnes Bauwerk so ausführlich darzustellen, so mag dem entgegengehalten werden, daß nicht nur die Abmessungen außerordentliche sind, sondern, daß auch Entwurf und Ausführung des Bauwerks in verschiedener Hinsicht einen gewissen Anspruch auf Neuartigkeit erheben dürfen.

Straßburg i/E., im Februar 1915.

I. Allgemeines.

1. Die Chur-Arosa-Bahn.

Von Chur, der Hauptstadt des schweizerischen Kantons Graubünden, zweigt vom Tal des Rheins nach Osten ein schluchtähnliches Seitental, das von der Plessur durchflossene

Schanfigg, ab, an dessen oberem Ende der Höhenkurort Arosa auf erweiterter Terrasse in rd. 1750 m Höhe über Meer liegt.

Arosa (= Erosa = Ausrodung) war bis jetzt von Chur aus nur auf einem schmalen, nur 3,00 m breiten, kurven- und gefällreichen Fahrsträßchen in 6 stündiger lästiger Postfahrt erreichbar und daher dem Verkehr wenig erschlossen. Trotzdem hat der Ort, der noch vor 20 Jahren nur aus wenigen Alphütten bestand, eine ungeahnte Entwicklung erfahren, dank seiner einzigartigen geschützten Lage inmitten einer Hochgebirgswelt von Wäldern und kleinen Seen und dank der als außerordentlich heilkräftig, besonders für Lungenleidende, erkannten klimatischen Verhältnisse dieses alpinen Hochtales¹⁾. Während die Niederungen im Nebel stecken, erhält sich merkwürdigerweise hier oben im Winter monatelang tagsüber eine sonnige Witterung, die eine Wärme erzeugt, wie man sie in dieser Höhenlage nicht erwarten würde und deren Wirkung noch verstärkt wird durch die starke Luftverdünnung, den geringen Feuchtigkeitsgehalt der Luft und die Reflexion des Schnees.

Arosa ist daher heute schon ein recht stattlicher Kurort geworden. Besonders jedoch der in neuerer Zeit einsetzende Wintersport, für den sich das Gebiet von Arosa, wie kein zweites eignet, steigerte seine Bedeutung und ließ den Wunsch aufkommen, dieses bis jetzt etwas abgelegene Gebiet den Verkehrszentren durch eine Bahnverbindung mit Chur näher zu bringen, um dadurch in wirksame Konkurrenz mit den z. Zt. den

¹⁾ Nach Angaben von Herrn Obering. G. Bener betrug der versteuerte Erwerb von ganz Arosa:

1887	9 900	Fr.
1906	606 900	"
1912	924 200	"

ersten Rang einnehmenden Wintersportplätzen treten zu können.²⁾

Von privater Seite wurde schon Ende 1902 ein Konzessionsgesuch für eine solche Bahnverbindung eingereicht, aber erst im Dezember 1906 erhielt dasselbe die Genehmigung des schweizerischen Bundesrates. Das Projekt hatte jedoch erst Aussicht auf Verwirklichung, als im Juni und Juli 1911 die Gemeinden Chur und Arosa sich bereit erklärten, je eine Million Fr. in Aktien

Gestützt auf die Zusage der beiden Gemeinden Chur und Arosa erfolgte nun im Sommer 1911 die Einsetzung eines Arbeitsausschusses, welcher Herrn Oberingenieur G. Bener in Chur mit der Aufstellung des definitiven Bauprojektes beauftragte. Auf Grund dieses letzteren und nach Einholung eines Gutachtens von Herrn Professor Hennings an der eidgenössischen technischen Hochschule in Zürich und Herrn Sektionsingenieur Studer in Chur, sprach sich im Mai 1912 auch der

Fig. 1. Lageplan der Bahn.

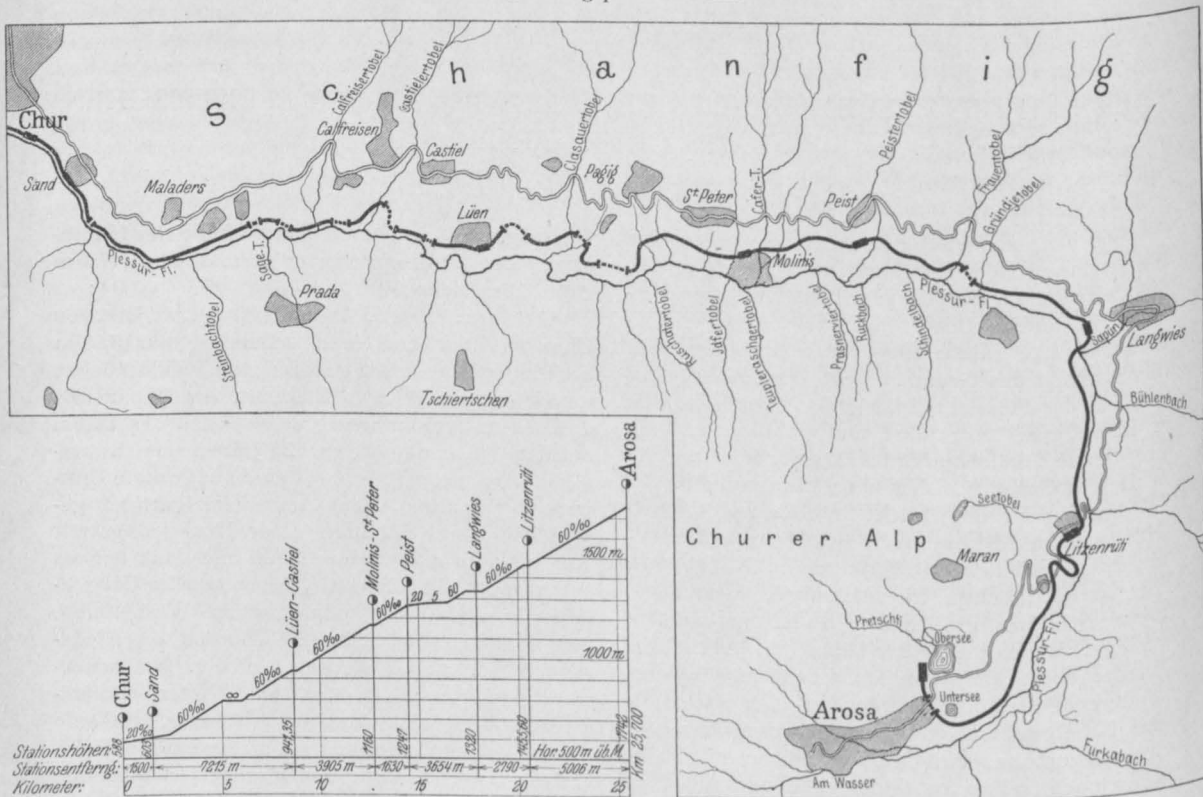


Fig. 2. Längenprofil der Bahn.

des Unternehmens zu übernehmen. Die Stadt Chur hatte an dem Bahnbau deswegen ein besonderes Interesse, weil sie schon seit Jahrhunderten in Arosa Alpen besaß, sodaß noch heute die Bebauung der schönsten Quartiere des Kurortes in ihren Händen liegt, und sie durch Aufstellung eines Bebauungsplanes in der Lage ist, dafür zu sorgen, daß die Bebauung — im Gegensatz zu verschiedenen anderen rasch entwickelten schweizerischen Kurorten — nach technischen und künstlerischen Gesichtspunkten erfolgt.

²⁾ Mit der Bahn wird man Arosa von Chur aus in 1½ stündiger bequemer und interessanter Fahrt erreichen, und die Talfahrt wird, statt, wie bisher, 3½ Stunden mit der Post, nur eine knappe Stunde erfordern.

Kanton Graubünden für eine Beteiligung von 1,31 Millionen Fr. (50 000 Fr. pro km laut bündnerischem Eisenbahngesetz) an dem Unternehmen aus und übernahm zudem noch die Beschaffung des Obligationskapitals (3 690 000 Fr.)³⁾.

Am 4. Juli 1912 erfolgte dann die endgültige Gründung der Bahngesellschaft in Form einer Aktiengesellschaft mit einem gesamten Baukapital von rd. 7,6 Millionen Fr.⁴⁾, wovon die Hälfte in Aktien, die Hälfte in Obligationen. Die Gesellschaft übertrug die Bauleitung Herrn Ober-

³⁾ S. Jahresberichte 1912 u. 1913 der A.-G. Chur-Arosa-Bahn.

⁴⁾ Über die seither erfolgte Kapitalerhöhung s. Deutsche Bauzeitung Dez. 1915 u. Februar/März 1915.

ingenieur G. Bener und schritt sofort zur Vergebung der hauptsächlichsten Bauarbeiten, so daß bereits im Herbst 1912 mit der Ausführung derselben begonnen werden konnte. Die Arbeiten wurden so gefördert, daß die neue Linie z. Zt. schon fertiggestellt und im Dezember 1914 dem Betrieb übergeben worden ist, um bereits der diesjährigen Wintersportsaison dienen zu können.

Die Bahn ist als meterspurige Adhäsionsbahn gebaut. Ihr Ausgangspunkt in Chur liegt auf 588 m, ihr Endpunkt — Stationsmitte am Obersee in Arosa — auf 1742 m Höhe ü. M., sodaß die verhältnismäßig kurze, nur 25,7 km lange Bahnstrecke die beträchtliche Höhendifferenz von 1154 m zu überwinden hat, die sie in einer fast durchgehenden, nur durch die Stationsgeraden unterbrochenen Steigung von 60 ‰ gewinnt (s. Längenprofil Fig. 2). Die Überwindung eines solchen maximalen Steigungsverhältnisses durch die einfache Adhäsionswirkung war natürlich nur unter Zuhilfenahme der elektrischen Zugförderung möglich. Der Minimalradius der Bahn beträgt 60 m; die Unterbaunormalien gleichen jenen der Rhätischen Bahn und der Berninabahn.

Das Schanfiggtal ist in seinem unteren Teil eng und schluchtähnlich, während es sich in seinem oberen Teil bis Langwies zwar etwas weitet, dafür aber, namentlich auf der rechten Seite, viele kurze, steile Quertäler in Form von tiefen Bachrunden und Schluchten aufnimmt; der Bahnbau bot daher in diesem Gelände ziemlich viel Schwierigkeiten, was ja auch in der Bau-summe zum Ausdruck kommt. Das oberste Stück Langwies—Arosa, war zwar etwas einfacher; trotzdem weist die ganze Strecke nicht weniger als 27 größere Brücken aus Stein bezw. Beton, drei aus Eisen und zwei aus Eisenbeton, die letzteren mit Hauptbogen von 86,00 m bezw. 100,00 m Stützweite, sowie 19 Tunnels mit einer Gesamtlänge von rd. 2350 m auf, ist also reich an bemerkenswerten Kunstbauten⁵⁾.

Die Linie, vergl. Lageplan Fig. 1, folgt erst der Plessur auf der rechten Talseite des Schanfigg bis zum Dörfchen Langwies; dort, wo nach Süden der Strelapaß aus dem Schanfigg ins Prättigau nach Davos hinüberführt, zweigt sie nach der linken Talseite ab und strebt fortan auf dieser der Höhe von Arosa zu. Die breite Schlucht der Plessur übersetzt sie dabei auf dem hohen Talübergang, dessen Ausführung hier im einzelnen besprochen werden soll.

2. Geologische Beschaffenheit des Schanfiggtales und Wahl des Baustoffes für die Kunstbauten.

Im Bahnbau ist die Wahl der Baustoffe für die Kunstbauten nicht selten bedingt durch die

geologische Beschaffenheit des Geländes, d. h. durch das Vorkommen von natürlichen Baustoffen, wie Mauersteinen, Kies, Sand usw. Aus wirtschaftlichen Gründen wird man weite und kostspielige Transporte vermeiden und möglichst die vorhandenen Materialien auszunützen suchen.

Das von der Chur-Arosa-Bahn durchfahrene Gebiet ist in geologischer Hinsicht sehr interessant. Es handelt sich um geologisch junge, noch wenig stabilisierte Formationen, sodaß infolge der Beweglichkeit der Halden auch mit dahergigen Schwierigkeiten für den Bahnbau gerechnet werden mußte.

Nach dem geologischen Aufbau⁶⁾ sind zwei ganz verschiedene Gebiete zu unterscheiden, deren Grenze ungefähr bei Langwies liegt: von Langwies abwärts das eigentliche Schanfigg, von da aufwärts das Hochtal von Arosa. Letzteres wird als „Einbruchzone“ angesehen und weist ganz andere Gesteine (Gneis, Serpentin, Dolomit) auf, als das reine Bündnerschiefergebirge des Schanfiggtales. Dieses ist offenbar einst von der Davoser Gegend aus über den Strela gegen Maladers vergletschert gewesen, was an dem Vorhandensein von großen erratischen Blöcken auf verschiedenen Talstufen an den beiderseitigen Hängen nachweisbar ist. Im mittleren Teil des Tales, bei Pagig-St. Peter, muß ein mächtiger Talriegel das äußere Schanfigg vom innern getrennt haben, sodaß durch diese Trennung die außerordentlich mächtigen, bis 200 m tiefen, von der Bahn angeschnittenen Moränenablagerungen zwischen Pagig und Langwies entstanden sind. Von diesem Talriegel auswärts dagegen ist heute die Plessurschlucht in den nackten, nur von Bergschutt überlagerten Bündnerschiefer eingesägt und dadurch an verschiedenen Stellen, wo der Schiefer am faulsten ist, das Gleichgewicht der Hänge zerstört worden, so daß der aufgelagerte Bergschutt teils auf, teils mit den obersten Schieferplatten in geologisch kurzer Zeit talwärts wandert.

Diese geologische Beschaffenheit des Geländes ließ von vornherein erwarten, daß die Fundamentverhältnisse für die Kunstbauten nicht immer die günstigsten sein und daß auf dem größten Teil der Bahnstrecke gute Bausteine fehlen würden. Solche fanden sich in der Tat fast nur im mittleren Teil des Schanfigg, bei dem erwähnten Talriegel. Dagegen war vielerorts guter Sand und Kies in Menge vorhanden, und ebenso fehlte es nicht an Wasser. Es war also gegeben, wo Steine fehlten, zum Betonbau überzugehen, der nicht nur für eine größere Anzahl Brücken, sondern streckenweise auch für Stütz- und Futtermauern Anwendung fand. Die Gewölbe der Bauwerke wurden dabei entweder aus

⁵⁾ Vergl. Obering. G. Bener, Schweiz. Bauzeitung Bd. 60, Nr. 20 und Bd. 62, Nr. 21.

⁶⁾ nach Angaben von Obering. Bener.

Betonquadern gemauert oder aus Stampfbeton mit Stirnkranz aus Betonquadern hergestellt, während die Pfeiler meist einen Stampfbetonkern mit Bruchsteinverkleidung erhielten.

Gerade auf der Moränenstrecke bei Langwies trat der Fels nirgends zu Tage und hier waren überhaupt keine Bausteine zu finden, sodaß eine steinerne Brücke für den großen Talübergang ausgeschlossen war.

Die Anwendung des Eisenbaues aber war dadurch sehr erschwert, daß die schlechten Zufuhrwege den Transport langer Gurtungsstücke nicht gestatteten und es auf keinen Fall möglich gewesen wäre, längere Konstruktionsglieder als solche von höchstens 8 m anzuführen.

Andererseits erwies sich auf Grund vorgenommener Versuche der zur Verfügung stehende Kies und Sand der mächtigen Moränen als ein geradezu vorzügliches Betoniermaterial, und da ein schwerer Stampfbetonbau, bei den vorgesehenen mäßigen Verkehrslasten und der im Verhältnis zu den übrigen Abmessungen des Bauwerkes geringen Spurweite, in wirtschaftlicher Hinsicht nicht mit einer Eisenbetonkonstruktion in Wettbewerb treten konnte, drängten die Verhältnisse geradezu zum Eisenbetonbau.

Es ist das Verdienst des Herrn Oberingenieur Bener von der Chur-Arosa-Bahn, dies erkannt und trotz entgegenstehender Schwierigkeiten mit aller Energie durchgefochten zu haben, im Verein mit der Firma Ed. Züblin & Cie in Straßburg i. Els. und Basel, welcher Firma von seiten der Chur-Arosa-Bahn die Aufstellung des Entwurfes für diese große Bogenbrücke übertragen worden war.

Die so sehr gefürchteten Moränen erwiesen sich übrigens bei der Ausführung — zwar nicht an der Oberfläche, aber doch in einer gewissen Tiefe — als ganz brauchbarer Baugrund, der auch in dem überaus nassen Sommer 1913 standhielt und stellenweise sogar sprenghart war, so daß unbedenklich an die Ausführung von gewölbten Konstruktionen so großer Abmessung herangetreten werden konnte.

3. Vergleich mit anderen großen Brücken.

Erst die seit Beginn dieses Jahrhunderts gemachten Fortschritte im Bau weitgespannter massiver Brücken ließen die Erstellung eines Bauwerkes, wie desjenigen des Langwieser Talüberganges, als technisch möglich oder doch als zweckmäßig erscheinen. Diese Fortschritte waren hauptsächlich bedingt durch eine klarere Erkenntnis über das Wesen des elastischen Bogens, welche statische Form bei den neueren großen Massivbrücken an Zahl weit überwiegt, und, in

Verbindung damit, durch eine weitgehendere und zweckmäßigere Ausnützung des Baustoffes. Man mußte erst lernen, daß bei eingespannten Bögen die Verstärkung der Abmessungen gar nicht immer eine Erhöhung der Sicherheit bzw. eine Verringerung der Spannungen bringt, sondern daß die Verstärkung, insbesondere bei flachen Bögen, gleichzeitig eine Erhöhung der Steifigkeit bedeutet, so daß die unvermeidlichen Formveränderungen, herrührend von der Verkürzung des Gewölbes durch das Eigengewicht, von der Einwirkung der Wärme und vom Schwinden, höhere Spannungen verursachen, während bei kleineren Abmessungen (dünneren Bögen) sich die Formveränderung, das „Spiel“ des Bogens, ohne so großen Spannungsaufwand vollziehen kann. Man mußte auch erkennen, welche große Bedeutung der Form der Gewölbemittellinie zukommt; sehr oft wählt man heute als solche die Stützlinie für Eigengewicht allein oder für Eigengewicht und halbe Verkehrslast; oft aber lassen sich durch andere Annahmen (wie z. B. Eigengewicht + Teilbelastung auf der Scheitelsecke) noch günstigere Spannungsverteilungen erreichen.

Die zweckmäßigere Ausnützung des Baustoffes bei gleicher Sicherheit kann aber daneben oft auch durch besondere Wahl der Querschnittsform des Gewölbes erzielt werden, indem man von der herkömmlichen, bei gemauerten Bögen gegebenen Form des vollen liegenden Rechtecks abweicht und zu gegliederten und aufgelösten Querschnitten, Rippenplatten, Einzelrippen, hohlen Kastenquerschnitten, oder zur Teilung des Bogens (Zwillingsbögen) übergeht. Dies wird namentlich dann möglich sein, wenn bei den gegebenen Verhältnissen die Eigengewichtsspannung für den vollen Bogenquerschnitt gering ausfallen, bzw. bedeutend unterhalb der zulässigen Spannung bleiben würde, also bei hohen Bögen, d. h. solchen mit großem Stichverhältnis, und bei leichtem Fahrbahnaufbau; aber auch ein günstiges Verhältnis von Verkehrslast und Eigengewicht wird eine solche Auflösung des Bogenquerschnitts oft ermöglichen.

Mit der Auflösung des Querschnitts, welche besonders bei der Wahl von Eisenbeton als Baustoff leicht und ohne Beeinträchtigung der Standicherheit des Bauwerkes durchzuführen ist, wird jedoch immer eine beträchtliche Verminderung des Eigengewichts und gleichzeitig der Fundamentmassen erzielt, und damit dem Eisenbeton ermöglicht, auch bei größeren Spannweiten mit dem Eisen in wirtschaftlicher Hinsicht in Wettbewerb zu treten. Darin kann man wohl den Hauptgrund dafür erblicken, daß die größten Spannweiten ausgeführter Beton- und Eisenbetonbogenbrücken in den letzten Jahren so rasch ge-

wachsen und noch im ständigen Wachsen begriffen sind⁷⁾.

7) Für jedes Pfeilverhältnis und für jede zulässige Spannung gibt es natürlich eine Grenzspannweite, über welche hinaus eine weitere Steigerung der Spannweite nicht mehr möglich ist, weil schon der Einfluß des Eigengewichtes die zulässige Spannung erreicht. Selbstverständlich aber bleibt die praktisch größtmögliche Spannweite bedeutend unter dieser Grenzspannweite L , weil der Überschuß zwischen Eigengewichts- und zulässiger Spannung für die Aufnahme der übrigen Einflüsse: Verkehrslast, Wärme, Schwinden, Wind usw. dienen muß; der Grenzspannweite kommt man aber um so näher, je günstiger die Querschnittsform zur Herabminderung der Spannungen von den Nebeneinflüssen gewählt wird.

Aus der Näherungsformel für den Horizontalschub eines Stützlinienbogens

$$H = \frac{g l^2}{8 f};$$

$$g = g' + g'',$$

(g' = Bogeneigengewicht, g'' = Fahrbahneigengewicht),

$$H = (F + c) \frac{\gamma \cdot l^2}{8 f}$$

folgt, wenn man $\sigma = \frac{H}{F}$ setzt,

$$\sigma = \left(\frac{F + c}{F} \right) \frac{\gamma l^2}{8 f}$$

für $\sigma_{zul.}$, Grenzspannweite bei gegebener Pfeilhöhe

$$L = \sqrt{\frac{F}{F + c} \frac{8 f}{\gamma} \sigma_{zul.}}$$

oder, bei gegebenem Pfeilverhältnis $\frac{1}{f}$,

$$L = \frac{F}{F + c} \frac{8}{\gamma} \left(\frac{f}{1} \right) \sigma_{zul.}$$

oder, kleinstmögliche Pfeilhöhe bei gegebener Spannweite

$$f = \frac{F + c}{F} \frac{\gamma \cdot l^2}{8 \cdot \sigma_{zul.}}$$

Da c = ein Bruchteil von F , und zwar für Bögen mit aufgelöstem Fahrbahnaufbau etwa $\frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{4}$ F , im Mittel etwa $0,3 F$, also

$$\frac{F}{F + c} = \frac{1}{1,3} = 0,77,$$

so würde in roher Annäherung für diesen Fall beispielsweise für

$$\sigma_{zul.} = 30 \text{ kg/cm}^2 = 300 \text{ t/m}^2, \gamma = 2,4 \text{ t/m}^3, \frac{1}{f} = 5,$$

$$L = 0,77 \cdot \frac{8}{2 \cdot 4} \cdot \frac{1}{5} \cdot 300 = 154 \text{ m},$$

$$\text{oder für } \sigma_{zul.} = 35 \text{ kg/cm}^2, \gamma = 2,4 \text{ t/m}^3, \frac{1}{f} = 2,$$

$$L = 0,77 \cdot \frac{8}{2 \cdot 4} \cdot \frac{1}{2} \cdot 350 = 450 \text{ m},$$

oder für

$$\sigma_{zul.} = 25 \text{ kg/cm}^2, \gamma = 2,4, \frac{1}{f} = 10,$$

$$L = 0,77 \cdot \frac{8}{2 \cdot 4} \cdot \frac{1}{10} \cdot 250 = 60 \text{ m}.$$

Je flacher der Bogen, desto größer werden die Nebeneinflüsse sein, desto mehr muß also die tatsächliche Eigengewichtsspannung unter der zulässigen bleiben.

Selbst die kühnsten aus natürlichem Stein gemauerten Gewölbe sind längst weit übertroffen; das gemauerte Gewölbe kann eben bei den ganz großen Abmessungen, soweit die heute mehr als je verlangte Wirtschaftlichkeit in Betracht fällt, gegen Betonbauwerke nicht mehr aufkommen, weil sich bei ihm Beschaffung und Verarbeitung des Baustoffes an sich meist teurer stellen, dann aber auch, weil für seine Formgebung und Stärkenbemessung ganz andere Gesichtspunkte maßgebend sind, als beispielsweise bei Eisenbeton, und infolgedessen nicht in gleichem Maße eine zweckmäßige Ausnützung des Baustoffes möglich ist.

Trotz des geringeren Eigengewichtes von Eisenbetonbrücken gehen diese bei den großen Spannweiten aber des wesentlichen Vorteils von Massivbrücken, nämlich der Unempfindlichkeit gegen Stöße und Verkehrslasten, doch nicht verlustig, weil sie durchschnittlich immer noch etwa fünfmal schwerer als Eisenbrücken gleicher Spannweite sind, und ihr Eigengewicht stets noch das 10- und Mehrfache der Verkehrslast bei Vollbelastung beträgt.

Durch die Auflösung des Bogens in Einzelrippen läßt sich sogar, wenn dadurch eine Vergrößerung des Widerstandsmomentes des Gesamtquerschnittes eintritt, trotz der Verringerung der Querschnittsfläche und des Gewichts, eine Erhöhung der Steifigkeit gegen Verkehrslasten, d. h. eine Herabminderung der daherigen Spannungen, erzielen, allerdings nur auf Kosten des Wachsens der von den übrigen Nebeneinflüssen herrührenden Spannungen; jedoch erreichen die letzteren überhaupt nur bei flacheren Bogen eine erhebliche Größe.

In der nachfolgenden Tabelle sind die bisher bekannten massiven Ausführungen von Straßenbrücken mit über 70 m und von Eisenbahnbrücken mit über 60 m Spannweite zusammengestellt. Die nötigen Daten sind teilweise den bekannten ähnlichen Zusammenstellungen⁸⁾ entnommen, teilweise neu ermittelt worden. Aus den beigefügten Angaben über die vorhandene Bogenquerschnittsfläche für 1 lfdm nutzbare Brückenbreite lassen sich leicht einige Vergleiche über den Grad der Ausnutzung des Baustoffes ziehen. Sie ergeben auch deutlich den Unterschied, der hierin zwischen Stein- und Beton- bzw. Eisenbetonbrücken, sowie zwischen „flachen“ und „hohen“ Brücken besteht. (Als Grenze zwischen beiden wurde

⁸⁾ Siehe u. a. Handbuch für Eisenbetonbau. Ferner Dipl.-Ing. Th. Gesteschi: Die Brücke der Wiedergeburt über den Tiber in Rom. Berlin 1912. Wilhelm Ernst & Sohn und die sehr lehrreiche Zusammenstellung von Prof. A. Rohn, Zürich: „Bemerkenswerte Brückenbauten der drei letzten Jahre 1907/09 in der „Technischen Rundschau“ 1909/10, Heft III—VI. (Auch als Sonderdruck bei Rascher & Cie., Zürich erschienen.)

Gewölbte Beton- oder Eisenbetonbrücken mit

Bauwerk	Fertig im Jahr	Spannweite	Pfeilerhöhe	Pfeilverhältnis	Lagerung	Bauart
A. Straßenbrücken mit mehr						
1. Hohe Brücken						
1. Walnut Lane-Brücke in Philadelphia .	1908	71,0	21,42	1 : 3,3	eingespannt	2 Betongewölbe
2. Gmündertobel-Brücke bei Teufen, Appenzell (Schweiz)	1908	79,0	25,50	1 : 2,9	"	volles Eisenbetongewölbe
3. Brücke über das Menomonee-Tal, Milwaukee, Wis.	1909	76,8	17,39	1 : 4,4	"	Bauweise Melan
4. Rockyfluß-Brücke bei Cleveland, Ohio	1910	85,3	24,83	1 : 3,5	"	2 Betongewölbe
5. Grafton-Brücke in Auckland, Neuseeland (Australien)	1910	(97,54)	25,60	1 : 3,6	3 Gelenkbogen	2 Eisenbetongewölbe
6. Brücke über den Rummel in Constantine (Frankreich)	1911	70,0	25,0	1 : 2,8	eingespannt	2 Betongewölbe
7. Monroe-Straßenbrücke über den Spokanefluß in Spokane (Washington) . .	1911	85,65	35,04	1 : 2,4	"	"
8. Larimer-Brücke, Pittsburg (Pennsylvan.)	1912	91,57	20,43	1 : 4,5	"	2 Betonbogen
9. Halen-Brücke über die Aare in Bern (Schweiz)	1912	88,0	—	—	"	Eisenbetongewölbe
10. Hudson-Memorial-Brücke New York [Projekt]	—	221	52	1 : 4,25	"	"
2. Flache Brücken						
1. Isar-Brücke bei Grünwald (Bayern) .	1904	70,0	12,8	1 : 5,5	3 Gelenkbogen	Eisenbetongewölbe
2. Wallstraßen-Brücke in Ulm (Württemberg)	1905	(65,5)	(13,1)	(1 : 5,0)	"	Betongewölbe
3. Brücke der Wiedergeburt über den Tiber in Rom (Italien)	1911	100	10,0	1 : 10	eingespannt	Eisenbetongewölbe
4. Brücke über die Aare, Olten-Trimbach (Schweiz)	1912	82,0	9,27	1 : 8,85	"	"
5. Brücke über die Aare in Aarburg (Schweiz)	1912	67,83	6,95	1 : 9,76	"	"
B. Eisenbahnbrücken mit mehr						
1. Hohe Brücken						
1. Iller-Brücke bei Kempten I	1906	50,0	9,1	1 : 5,5	3 Gelenkbogen	Betongewölbe
2. Iller-Brücke bei Kempten II	1906	(63,8)	(25,6)	(1 : 2,5)	"	"
3. Viadukt der Brassó-Fogaraser Bahn (Siebenbürgen)	1908	60,0	21,4	1 : 2,8	eingespannt	2 Eisenbetonrippen
4. Sitter-Brücke bei St. Gallen [Projekt]	1914	112,40	32,15	1 : 3,6	"	Eisenbetongewölbe
5. Langwieser Viadukt, Linie Chur—Arosa (Schweiz)	1914	100	42,0	1 : 2,38	"	2 Eisenbetonrippen
6. Gründjetobel-Brücke, Linie Chur—Arosa (Schweiz)	1914	86,0	18,0	1 : 4,8	"	Eisenbetongewölbe
2. Flache Brücken						
1. Brücke über die Rhône bei Chippis, Wallis (Schweiz)	1906	60,4	9,15	1 : 6,6	eingespannt	2 Eisenbetonrippen
2. Brücke über den Var bei la Mesela (Frankreich)	1909	60,0	7,88	1 : 7,6	"	"
3. Brücke über die Grande Eau bei Les Planches, Linie Aigle—Sepey (Schweiz)	1913	(63,6)	12,0	1 : 5,55	3 Gelenkbogen	Bauweise Melan

mehr als 60 m bzw. 70 m Spannweite.

Ausführung	Quelle	Nutzbare Brücken- breite	Bogenstärken			Querschnitt für 1 m Brücken- breite in qcm		
			Schei- tel	Kämpfer	Bruch- fuge	Schei- tel	Kämpfer	Bruch- fuge
als 70 m Spannweite:								
1 : f > 1 : 5.								
Reilly & Riddle, Philadelphia	Handbuch für Eisenbetonbau	17,10	1,67	2,89	—	10 750	22 200	—
Froté, Westermann & Cie.	"	6,90	1,20	2,13	—	12 000	21 300	—
—	"	18,00	1,20	2,40	—	12 400	24 800	—
Schillinger & Cie., Columbus, O.	"	17,10	1,83	3,35	—	11 750	27 000	—
Ferro - Concrete Comp., Australasia	"	11,00	1,68	1,83	3,05	3 730	4 660	7 250
—	Th. Gesteschi	12,00	1,50	—	—	10 000	—	—
—	"	20,70	2,06	5,64	—	9 740	33 300	—
John F. Casey & Cie., Pittsburg	Beton u. Eisen 1913, Heft 5	14,63	1,98	3,35	—	6 600	11 200	—
Müller, Zeerleder & Gobat, Bern	Schweiz. B. Z. 1912, Bd. LX, S. 193	8,50	1,15	2,10	—	8 800	16 100	—
—	Handb. f. Eisenbetonbau	24,00	4,50	8,40	—	—	—	—
1 : f < 1,5.								
Wayss & Freytag, Heilm. & Littmann	Handb. f. Eisenbetonbau	8,00	0,80	0,96	1,20	8 000	9 600	12 000
—	—	—	1,06	1,50	1,60	—	—	—
Soc. Porcheddu, A.-G., Turin	Handb. f. Eisenbetonbau) vide Arm. Beton 1912, S. 344	19,20	—	—	—	6 000 *	13 500 *	—
E. Froté, & Cie., Zürich	—	8,00	1,20	1,25	—	9 400	—	—
Maillard & Cie., Zürich	Schweiz. B. Z. 1913, Bd. LXII, S. 45.	5,00	0,80	1,00	—	7 700	9 600	—
als 60 m Spannweite.								
1 : f > 1 : 5.								
Dyckerhoff & Widmann, Karlsruhe	—	17,10	1,35	1,80	2,00	13 500	18 000	20 000
"	—	17,10	1,35	1,80	2,00	13 500	18 000	20 000
—	Schweiz. B. Z. 1909, Bd. LIII, S. 287	5,00	1,35	3,20	—	3 250	7 700	—
Ed. Züblin & Cie., Zürich	—	—	2,80	5,00	—	—	—	—
—	—	—	2,10	4,00	—	—	—	—
Ed. Züblin & Cie., Straßburg	—	4,10	1,00	1,60	—	10 200	31 200	—
Müller, Zeerleder & Gobat, Zürich	—	4,10	1,40	2,10	—	13 650	29 200	—
1 : f < 1 : 5.								
Froté, Westermann & Cie., Zürich	Schweiz. B. Z. 1907. Bd. II, S. 307	7,15	1,50	2,60	—	3 360	8 740	—
M. Danat, Nizza	Beton u. Eisen 1913, S. 154 Zeitschrift für Betonbau	3,40	0,60	0,60	—	1 410	1 410	—
Vallièrè & Simon, Lausanne	Februar 1914	7,00	0,80	1,20	—	7 540	11 300	—

Gewölbte Steinbrücken mit mehr

Bauwerk	Fertig im Jahr	Spannweite	Pfeilhöhe	Pfeilverhältnis	Lagerung	Bauart
---------	----------------	------------	-----------	-----------------	----------	--------

A. Straßenbrücken mit mehr

1. Hohe Brücken

1. Brücke über das Petrusse-Tal in Luxemburg	1903	(84,85) 72,0	(31,0) 16,2	(1:2,73) 1:4,44	—	Sandsteinquader in 3 Ringen
--	------	-----------------	----------------	--------------------	---	-----------------------------

2. Flache Brücken

1. Rhein-Brücke bei Worms [Projekt]	1897	100	10,6	1:9,4	—	Bruchstein
2. Neckar-Brücke Mannheim [Projekt]	1903	113	9,1	1:12,4	—	Klinker
3. Brücke über das Syra-Tal in Plauen im Vogtland	1905	(90,0) 65,0	(18,0) 6,5	(1:5) 1:10	—	Bruchsteinmauerwerk aus Phyllit in 1 Ring

B. Eisenbahnbrücken mit mehr

1. Hohe Brücken

1. Brücke über den Agoût bei Lavour, Linie Montanban—Castres	1884	61,50	27,50	1:2,24	—	Kalkstein
2. Brücke über die Vezère, Gour-Noir-Viadukt, Linie Limoges—Brives	1890	60,0	16,1	1:3,73	—	Granitquader in 3 Ringen
3. Pruth-Brücke bei Jaremcze	1893	65,0	17,9	1:3,63	—	Quader
4. Gutach-Brücke bei Kappel (Schwarzwald)	1900	64,0	16,1	1:4,0	—	Vogesensandstein in 2 Ringen
5. Brücke über die Steyrling, 2. Linie Wien—Triest (Phyrnbahn)	1904	70,0	15,70	1:4,5	—	Granitquader
6. Brücke über den Isonzo bei Salcano, Linie Triest—Klagenfurt (Wocheinerbahn)	1905	85,0	21,80	1:3,9	—	Kalksteinquader in 3 Ringen
7. Brücke über die Valserine (Frankreich, Pont du Moulin-des-Pierres)	1909	80,3	20,0	1:4,0	—	"
8. Thurviadukt bei Krummenau, Linie Ebnat—Nesslau (Schweiz)	1912	63,2	13,85	1:4,55	—	—

2. Flache Brücken

1. Brücke über die Adda bei Morbegna (Italien), Linie Colico—Sondrio	1904	70,0	10,12	1:6,9	—	Granitquader in 1 Ring
--	------	------	-------	-------	---	------------------------

willkürlich das Pfeilverhältnis $\frac{1}{f} = 5$ gewählt!).

Die Tabelle zeigt auch, daß neben den Gebirgsländern namentlich Amerika am meisten Ausführungen aufweist, und daß die Zahl der Gelenkbögen sehr hinter derjenigen der eingespannten Bögen zurücktritt.

Unter den bisher ausgeführten Eisenbahn-

brücken weist das Langwieser Bauwerk die größte Spannweite und größte Höhe auf; die berechnete Querschnittsfläche für den Meter nutzbare Breite zeigt, daß die Brücke gar nicht so leicht, d. h. so gering an Massen ist, wie man auf den ersten Blick aus der Gliederung des Querschnitts zu schließen geneigt wäre.

(Fortsetzung folgt.)

DIE EINFLUSSLINIEN MEHRFACH GESTÜTZTER RAHMENTRÄGER.

Von Dr.-Ing. H. Marcus, Breslau.

(Fortsetzung von S. 142.)

§ 2. Die wagerechten Verschiebungen der Knotenpunkte.

Die Verrückungen η der verschiedenen Knotenpunkte sind miteinander durch ein einfaches Ge-

setz verknüpft. Wird nämlich der verschwindend geringe Einfluß der Achsialkräfte auf die Formänderung des Riegels außer acht gelassen, so müssen die Größen η entweder untereinander

als 60 m bzw. 70 m Spannweite.

Ausführung	Quelle	Nutzbare Brücken- breite	Bogenstärken			Querschnitt für 1 m Brücken- breite in qcm		
			Schei- tel	Kämpfer	Bruch- fuge	Schei- tel	Kämpfer	Bruch- fuge

als 70 m Spannweite:

1: f > 1:5.

Gebr. Fougerolle, Paris	Th. Gesteschi, Tiberbr. Rom	16,0	1,44	(9,5) 2,16	—	14 400	21 600	—
-------------------------	-----------------------------	------	------	---------------	---	--------	--------	---

1: f < 1:5.

—	Deutsche B. Z. 1906, S. 612/13	—	—	—	—	—	—	—
Grün & Bilfinger	Zentralbl. d. Bauverw. 1908, S. 277	15,0	1,07	1,16 (4,00)	1,48	—	—	—
B. Liebold & Cie., A.-G., Holzminden	Th. Gesteschi	17,0	1,50	2,50	1,50	15 000	25 000	15 000

als 60 m Spannweite.

1: f > 1:5.

—	Handb. d. Ing. W. 3. Aufl., II, 1. Abtlg.	—	1,63	2,81	—	—	—	—
—	Deutsche B. Z. 1906, S. 612/12	—	1,70	4,20	—	—	—	—
—	„	4,50	2,10	3,10	—	21 000	31 000	—
—	Schweiz. B. Z. 1901	5,50	2,00	2,80	—	20 000	28 000	—
E. Groß & Cie., Wien	Th. Gesteschi	—	2,00	3,40	—	—	—	—
Brüder Redlich & Berger, Wien	„	5,60	2,10	3,50	—	21 000	35 000	—
—	„	6,40	1,50	2,50	—	—	—	—
—	Schweiz. B. Z. 1913, S. 53	—	1,80	2,72	—	—	—	—

1: f < 1:5.

—	Th. Gesteschi	4,60	1,50	2,20	—	15 000	22 000	—
---	---------------	------	------	------	---	--------	--------	---

gleich sein, oder sich voneinander nur um denjenigen Wert, welcher der Ausdehnung der Riegelachse infolge einer Wärmeänderung entspricht, unterscheiden⁴⁾. Bezeichnet man mit t_0 das auf die Aufstellungstemperatur bezogene Maß der Wärmezunahme für die Querschnittsnulllinie, so besteht die Beziehung:

$$\begin{aligned}\eta_0 &= \eta_0 \\ \eta_1 - \eta_0 &= \epsilon t_0 l_1 \\ \eta_2 - \eta_1 &= \epsilon t_0 l_2 \\ &\dots \dots \dots \\ \eta_n - \eta_{n-1} &= \epsilon t_0 l_n\end{aligned}$$

Mithin auch:

$$\psi_0 = E J_c \frac{\eta_0}{h_0} = \psi_0 \frac{h_0}{h_0}$$

$$\psi_1 = E J_c \frac{\eta_1}{h_1} = \frac{E J_c}{h_1} (\eta_0 + \epsilon t_0 l_1)$$

$$= \psi_0 \frac{h_0}{h_1} + \epsilon E J_c t_0 \frac{l_1}{h_1}$$

$$\psi_2 = E J_c \frac{\eta_2}{h_2} = \frac{E J_c}{h_2} (\eta_1 + \epsilon t_0 l_2)$$

$$= \psi_0 \frac{h_0}{h_2} + \epsilon E J_c t_0 \left(\frac{l_1 + l_2}{h_2} \right)$$

⁴⁾ Ein genauer analytischer Nachweis über diesen Zusammenhang, unter Berücksichtigung der Achsialkräfte, ist in der Schrift des Verfassers „Studien über mehrfach gestützte Rahmen- und Bogenträger“ (Berlin 1911) S. 33/34 enthalten.

$$\psi_m = E J_c \frac{\eta_m}{h_m} = \psi_0 \frac{h_0}{h_m} + \epsilon E J_c t_0 \left(\frac{l_1 + l_2 + \dots + l_m}{h_m} \right)$$

$$\sum_{m=0}^{m=n} H_m = 0 \quad \dots \quad (24)$$

$$\psi_n = E J_c \frac{\eta_n}{h_n} = \psi_0 \frac{h_0}{h_n} + \epsilon E J_c t_0 \left(\frac{l_1 + l_2 + \dots + l_n}{h_n} \right)$$

Werden diese Werte in die Gleichung (21) eingeführt, und alle bekannten Größen in dem Ausdruck

$$N_m = K_m + 3 \epsilon E J_c \frac{t_0}{h'_m} \left(\frac{l_1 + l_2 + \dots + l_m}{h_m} \right)$$

bzw.

$$N'_m = K_m + \frac{3}{2} \epsilon E J_c \frac{t_0}{h'_m} \left(\frac{l_1 + l_2 + \dots + l_m}{h_m} \right)$$

vereinigt, so gehen die Hauptgleichungen über in:

$$\frac{q_{m-1}}{l'_m} + 2 q_m \left(\frac{1}{l'_m} + \frac{1}{l'_m + 1} + \frac{1}{h'_m} \right) + \frac{q_{m+1}}{l'_m + 1} = Z_m = N_m + \frac{3 \psi_0}{h'_m} \frac{h_0}{h_m} \quad \dots \quad (22)$$

$$\frac{q_{m-1}}{l'_m} + 2 q_m \left(\frac{1}{l'_m} + \frac{1}{l'_m + 1} + \frac{3}{4 h'_m} \right) + \frac{q_{m+1}}{l'_m + 1} = Z'_m = N'_m + \frac{3}{2} \frac{\psi_0}{h'_m} \frac{h_0}{h_m} \quad \dots \quad (22a)$$

Als einzige Unbekannte tritt somit in den Gliedern Z nur noch die Verschiebung ψ_0 auf. Setzt man zunächst $\psi_0 = 0$, so liefern die Gl. (22) $(n+1)$ Grundwerte q , welche durch die Bezeichnungen $q_0^0, q_1^0, q_2^0, q_3^0, \dots, q_m^0$ unterschieden werden mögen⁵⁾. Die zugehörigen Stützenmomente sind X_0^0, Y_0^0 . Nimmt man hingegen $N_0 = N_1 = N_2 = \dots = N_m = 0$ und $\psi_0 = 1$ an, so erhält man aus denselben Gleichungen die Lösungen $q_0', q_1', q_2', q_3', \dots, q_m'$, und die zugehörigen Stützenmomente X'_m, Y'_m . Dem wirklichen Spannungsbild entsprechen die Werte:

$$\left. \begin{aligned} q_m &= q_m^0 + q'_m \psi_0 \\ X_m &= X_m^0 + X'_m \psi_0, \quad Y_m = Y_m^0 + Y'_m \psi_0 \end{aligned} \right\} \quad (23)$$

Zur Bestimmung von ψ_0 steht uns, wenn keine äußere wagerechte Belastung⁶⁾ am Riegel angreift, die allgemeine Gleichgewichtsbedingung

⁵⁾ Diese Werte stimmen, insofern nur lotrechte Belastung in Betracht gezogen wird, mit denjenigen, welche W. Ritter mit Hilfe eines sinnreichen graphischen Verfahrens sowie unter der Annahme einer wagerechten Unverrückbarkeit der Knotenpunkte ermittelt hat, vollständig überein. (Vergl. W. Ritter: „Anwendung der graphischen Statik“ (1890) Teil III.)

⁶⁾ Der Einfluß einer wagerechten Belastung wird in § 4 näher untersucht.

zur Verfügung. Für den eingespannten Rahmen liefern aber die Gl. (4) und (9):

$$\begin{aligned} H_m &= \frac{(X_m - Y_m) - S_m}{h_m} \\ &= \frac{3}{2} \frac{(X_m - Y_m)}{h_m} - \frac{3 \psi_m}{h_m} \frac{1}{h'_m} \end{aligned}$$

Und da

$$X_m - Y_m = \frac{4 q_m - 6 \psi_m}{h'_m},$$

so folgt:

$$\begin{aligned} H_m &= \frac{6 q_m - 12 \psi_m}{h_m h'_m} \\ &= \frac{6 q_m}{h_m h'_m} - \frac{12 \psi_0 h_0}{h_m^2 h'_m} - \frac{12 \epsilon E J_c t_0}{h_m^2 h'_m} (l_1 + l_2 + \dots + l_m) \end{aligned}$$

Oder mit Rücksicht auf Gl. (23):

$$\begin{aligned} \frac{1}{6} H_m &= \frac{q_m^0}{h_m h'_m} - \frac{2 \epsilon E J_c t_0}{h_m^2 h'_m} (l_1 + l_2 + \dots + l_m) \\ &\quad + \frac{\psi_0}{h_m h'_m} \left(q'_m - \frac{2 h_0}{h_m} \right). \end{aligned}$$

Statt der Gl. (24) kann daher

$$\begin{aligned} \psi_0 \sum_{m=0}^{m=n} \left(\frac{h_0}{h_m^2 h'_m} - \frac{1}{2} \frac{q'_m}{h_m h'_m} \right) &= \sum_{m=0}^{m=n} \frac{1}{h_m h'_m} \left[\frac{1}{2} q_m^0 - \frac{\epsilon E J_c t_0}{h_m} (l_1 + l_2 + \dots + l_m) \right] \end{aligned}$$

geschrieben werden. Hieraus ergibt sich:

$$\psi_0 = \frac{\sum_{m=0}^{m=n} \frac{1}{h_m h'_m} \left[\frac{1}{2} q_m^0 - \epsilon E J_c \frac{t_0}{h_m} (l_1 + l_2 + \dots + l_m) \right]}{\sum_{m=0}^{m=n} \frac{1}{h_m h'_m} \left(\frac{h_0}{h_m} - \frac{1}{2} q'_m \right)} \quad (25)$$

Für den gelenkartig gelagerten Rahmen erhält man auf Grund ähnlicher Überlegungen und mit Hilfe der Gl. (4a) und (9a):

$$H_m = \frac{X_m - Y_m}{h_m} = \frac{3 q_m - 3 \psi_m}{h_m h'_m} = \frac{3}{h_m h'_m} \left[q^0_m + \psi_0 \left(q'_m - \frac{h_0}{h_m} \right) - \frac{\epsilon E J_c t_0}{h_m} (l_1 + l_2 + \dots + l_m) \right],$$

$$\psi_0 \sum_{m=0}^{m=n} \frac{1}{h_m h'_m} \left(\frac{h_0}{h_m} - q'_m \right) = \sum_{m=0}^{m=n} \frac{1}{h_m h'_m} \left[q^0_m - \frac{\epsilon E J_c t_0}{h_m} (l_1 + l_2 + \dots + l_m) \right],$$

$$\psi_0 = \frac{\sum_{m=0}^{m=n} \frac{1}{h_m h'_m} \left[q^0_m - \frac{\epsilon E J_c t_0}{h_m} (l_1 + l_2 + \dots + l_m) \right]}{\sum_{m=0}^{m=n} \frac{1}{h_m h'_m} \left(\frac{h_0}{h_m} - q'_m \right)} \dots \dots \dots (25a)$$

Handelt es sich schließlich um den alleinigen Einfluß der Belastung, so gelten bei gleich hohen Ständern, die einfachen Gleichungen:

$$\psi_0 = \frac{\sum \frac{q^0_m}{h'_m}}{2 \sum \frac{1}{h'_m} - \sum \frac{q'_m}{h'_m}} \dots \dots (26)$$

bzw.

$$\psi_0 = \frac{\sum \frac{q^0_m}{h'_m}}{\sum \frac{1}{h'_m} - \sum \frac{q'_m}{h'_m}} \dots \dots (26a)$$

Mit Hilfe dieser Formeln ist man ohne weiteres imstande, die Verschiebungsgrößen ψ_0 zu errechnen. Es können sodann auf Grund der Gl. (14), (15), (23) die Werte q_m und zuletzt auch die Stützenmomente X_m und Y_m ermittelt werden. Hierdurch wird die Verteilung aller inneren Kräfte vollständig klargelegt.

Bei symmetrisch gestalteten und symmetrisch beanspruchten Tragwerken ist die Bedingung

$\sum H_m = 0$ von vornherein erfüllt. Es ist dann bei unveränderlicher Wärme $\psi_0 = \psi_1 = \psi_2 = \dots = \psi_m = 0$, während durch die Wärmeänderung t_0 die Verschiebung

$$\psi_0 = -\frac{1}{2} \epsilon E J_c \frac{t_0}{h_0} (l_1 + l_2 + \dots + l_m)$$

hervorgerufen wird. Zugleich werden

$$q_0 = -q_n, q_1 = -q_{n-1}, q_2 = -q_{n-2} \dots q_k = -q_{n-k},$$

$$X_n = Y_0, X_{n-1} = Y_1, X_{n-2} = Y_2, \dots X_{n-k} = Y_k.$$

Durch die bisherigen Entwicklungen sind die Grundzüge einer genauen Untersuchung des durchlaufenden Rahmens festgelegt. Bevor wir zur Ermittlung der Einflußlinien übergehen, werden wir in den nachstehenden Beispielen die praktische Anwendung der Elastizitätsgleichungen zeigen und aus den zahlenmäßigen Ergebnissen einen Anhaltspunkt über die Wirkung der wagechten Verrückung des Tragwerkes zu gewinnen versuchen.

§ 3. Anwendung der Elastizitätsgleichungen.

Wir betrachten zuerst den einfachsten und wichtigsten Fall eines Rahmenträgers mit gleichen Feldern. Bezeichnet man mit J das Trägheits-

moment des Riegels, mit J_a bzw. J_i dasjenige der Außen- bzw. Innenstützen, setzt man ferner $J_c = J$, $h \frac{J}{J_a} = h_a$, $h \frac{J}{J_i} = h_i$, so lauten die Grundgleichungen, wenn Wärmeschwankungen und Stützensenkungen außer acht gelassen werden:

$$\left. \begin{aligned} 2 q_0 \left(1 + \frac{1}{h_a(e)} \right) + q_1 &= \left(\frac{2 R_1 - L_1}{1} \right) + 3 \psi_0 \frac{1}{h_a(e)} \\ q_0 + 2 q_1 \left(2 + \frac{1}{h_i(e)} \right) + q_2 &= - \left(\frac{2 L_1 - R_1}{1} \right) + \left(\frac{2 R_2 - L_2}{1} \right) + 3 \psi_0 \frac{1}{h_i(e)} \\ &\dots \dots \dots \\ q_{m-1} + 2 q_m \left(2 + \frac{1}{h_i(e)} \right) + q_{m+1} &= - \left(\frac{2 L_m - R_m}{1} \right) + \left(\frac{2 R_{m+1} - L_{m+1}}{1} \right) + 3 \psi_0 \frac{1}{h_i(e)} \\ &\dots \dots \dots \\ q_{n-1} + 2 q_n \left(1 + \frac{1}{h_a(e)} \right) &= - \left(\frac{2 L_n - R_n}{1} \right) + 3 \psi_0 \frac{1}{h_a(e)} \\ 2 q_0 \left(1 + \frac{3}{4} \frac{1}{h_a(g)} \right) + q_1 &= \left(\frac{2 R_1 - L_1}{1} \right) + \frac{3}{2} \psi_0 \frac{1}{h_a(g)} \\ q_0 + 2 q_1 \left(2 + \frac{3}{4} \frac{1}{h_i(g)} \right) + q_2 &= \left(\frac{2 R_2 - L_2}{1} \right) - \left(\frac{2 L_1 - R_1}{1} \right) + \frac{3}{2} \psi_0 \frac{1}{h_i(g)} \\ &\dots \dots \dots \\ q_{m-1} + 2 q_m \left(2 + \frac{3}{4} \frac{1}{h_i(g)} \right) + q_{m+1} &= \left(\frac{2 R_{m+1} - L_{m+1}}{1} \right) - \left(\frac{2 L_m - R_m}{1} \right) + \frac{3}{2} \psi_0 \frac{1}{h_i(g)} \\ &\dots \dots \dots \\ q_{n-1} + 2 q_n \left(1 + \frac{3}{4} \frac{1}{h_a(g)} \right) &= - \left(\frac{2 L_n - R_n}{1} \right) + \frac{3}{2} \psi_0 \frac{1}{h_a(g)} \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} (27) \\ \\ \\ \\ \\ (27a) \end{array}$$

Durch die Zeiger (e) und (g) wird hierbei die feste Einspannung oder die gelenkartige Lagerung der Ständer kenntlich gemacht. Handelt es sich beispielsweise um einen dreifeldrigen, eingespannten Rahmen (Fig. 5), mit den Verhältniszahlen $\frac{J_a}{J_i} = 1$, $\frac{h_a}{h_i} = 1$, $\frac{1}{h_a(e)} = \frac{1}{h_i(e)} = 1$, so nehmen die Hauptgleichungen (27) folgende Gestalt an:

$$\left. \begin{aligned} 4q_0 + q_1 &= \left(\frac{2R_1 - L_1}{1} \right) + 3\psi_0 \\ q_0 + 6q_1 + q_2 &= \left(\frac{2R_2 - L_2}{1} \right) - \left(\frac{2L_1 - R_1}{1} \right) + 3\psi_0 \\ q_1 + 6q_2 + q_3 &= \left(\frac{2R_3 - L_3}{1} \right) - \left(\frac{2L_2 - R_2}{1} \right) + 3\psi_0 \\ q_2 + 4q_3 &= - \left(\frac{2L_3 - R_3}{1} \right) + 3\psi_0 \end{aligned} \right\} \quad (A)$$

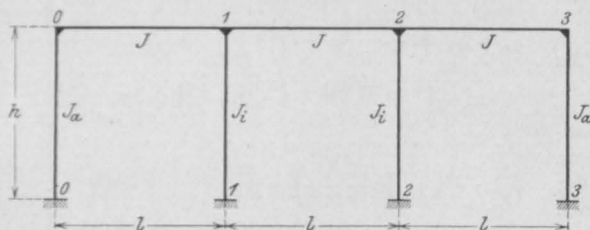


Fig. 5.

Für einen gelenkigen Rahmen von der Höhe $h(g) = \frac{3}{4} h(e)$ gilt ganz entsprechend⁷⁾:

$$\left. \begin{aligned} 4q_0 + q_1 &= \left(\frac{2R_1 - L_1}{1} \right) + \frac{3}{2}\psi_0 \\ q_0 + 6q_1 + q_2 &= \left(\frac{2R_2 - L_2}{1} \right) - \left(\frac{2L_1 - R_1}{1} \right) + \frac{3}{2}\psi_0 \\ q_1 + 6q_2 + q_3 &= \left(\frac{2R_3 - L_3}{1} \right) - \left(\frac{2L_2 - R_2}{1} \right) + \frac{3}{2}\psi_0 \\ q_2 + 4q_3 &= - \left(\frac{2L_3 - R_3}{1} \right) + \frac{3}{2}\psi_0 \end{aligned} \right\} \quad (B)$$

Wird nun das Mittelfeld gleichmäßig mit p belastet (Abb. 5a), so ist mit Rücksicht auf die Symmetrie $\psi_0 = 0$, $q_0 = -q_3$, $q_1 = -q_2$.

Mit den Belastungswerten

$$\begin{aligned} L_1 &= R_1 = L_3 = R_3 = 0, \\ L_2 &= R_2 = \int_0^l \frac{p}{2} x^2 (l-x) dx = \frac{p l^4}{24} \end{aligned}$$

⁷⁾ Die Beizahlen der Werte q stimmen, sobald die Bedingung $h(g) = \frac{3}{4} h(e)$ erfüllt ist, beim eingespannten und beim gelenkigen Rahmen vollkommen überein. Hieraus folgt das beachtenswerte Ergebnis, daß bei unverrückbaren Knotenpunkten, d. h. wenn $\psi_0 = 0$ wird, auch die Biegemomente der beiden Trägerarten untereinander gleich werden müssen.

gehen die Gl. A/B über in:

$$4q_0 + q_1 = 0$$

$$q_0 + 5q_1 = \frac{p l^3}{24}.$$

Hieraus folgt sowohl für den eingespannten wie für den gelenkigen Rahmen

$$q_0 = -q_3 = -0,05263 \frac{p l^3}{24}$$

$$q_1 = -q_2 = +0,21053 \frac{p l^3}{24}.$$

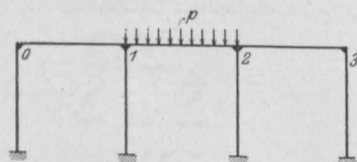


Fig. 5a.

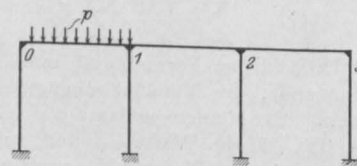


Fig. 5b.

Die Gl. (14/15) liefern nunmehr:

$$Y_0 = X_3 = \frac{4q_0 + 2q_1}{1} = +0,10526 \frac{p l^2}{12},$$

$$X_1 = Y_2 = - \frac{4q_1 + 2q_0}{1} = -0,36842 \frac{p l^2}{12},$$

$$\begin{aligned} Y_1 = X_2 &= - \frac{2(2R_2 - L_2)}{l^2} + \frac{4q_1 + 2q_2}{1} \\ &= - \frac{p l^2}{12} + \frac{4q_1 + 2q_2}{1} = -0,78946 \frac{p l^2}{12} \end{aligned}$$

Wiederholt man die Untersuchung für verschiedene Werte von $\frac{J_a}{J_i}$ und $\frac{1}{h_i}$, so gewinnt man die in der Tafel I zusammengestellten Beizahlen.

Wird jetzt das linke Endfeld allein gleichmäßig mit p belastet (Fig. 5b), so lauten die Gleichungen der Grundwerte:

$$4q_0 + q_1 = \frac{2R_1 - L_1}{1} = \frac{p l^3}{24},$$

$$q_0 + 6q_1 + q_2 = - \frac{(2L_1 - R_1)}{1} = - \frac{p l^3}{24},$$

$$q_1 + 6q_2 + q_3 = 0$$

$$q_2 + 4q_3 = 0.$$

Tafel I.

Querschnitts- verhältnisse		$\frac{1}{h_i(e)} = \frac{3}{4} \cdot \frac{1}{h_i(g)} = 1$ $h_a = \frac{1}{4} h_i$			$\frac{1}{h_i(e)} = \frac{3}{4} \cdot \frac{1}{h_i(g)} = 1$ $h_a = h_j$			$\frac{1}{h_i(e)} = \frac{3}{4} \cdot \frac{1}{h_i(g)} = 1$ $h_a = 2 h_i$		
Lagerungsart		α	β	γ	α	β	γ	α	β	γ
Linkes Endfeld belastet	q_0	+0,119 20	+0,154 62	+0,189 43	+0,306 04	+0,318 39	+0,324 56	+0,414 3	+0,414 3	+0,414 3
	q_1	−0,191 96	−0,184 09	−0,176 35	−0,224 17	−0,218 00	−0,214 91	−0,242 8	−0,242 8	−0,242 8
	q_2	+0,032 53	+0,040 40	+0,048 14	+0,038 98	+0,045 15	+0,048 24	+0,042 8	+0,042 8	+0,042 8
	q_3	−0,003 25	+0,032 17	+0,066 98	−0,009 75	+0,002 6	+0,008 77	−0,014 3	−0,014 3	−0,014 3
	Y_0	−0,953 6	−0,874 9	−0,797 5	−0,612 1	−0,581 2	−0,565 8	−0,414 3	−0,414 3	−0,414 3
Mittel- feld be- lastet	X_1	−0,735 3	−0,786 5	−0,836 7	−0,857 7	−0,882 4	−0,894 7	−0,928 7	−0,928 7	−0,928 7
	Y_1	−0,351 3	−0,327 7	−0,304 5	−0,409 4	−0,390 9	−0,381 6	−0,442 8	−0,442 8	−0,442 8
	X_2	+0,126 9	+0,103 3	+0,080 1	+0,146 2	+0,127 7	+0,118 4	+0,157 2	+0,157 2	+0,157 2
	Y_2	+0,061 8	+0,113 0	+0,163 3	+0,068 2	+0,092 9	+0,105 3	+0,071 3	+0,071 3	+0,071 3
	X_3	−0,026 0	−0,104 7	−0,182 1	−0,019 5	−0,050 4	−0,065 8	−0,014 3	−0,014 3	−0,014 3
	$q_0 = -q_3$	−0,020 41	−0,020 41	−0,020 41	−0,052 63	−0,052 63	−0,052 63	−0,071 43	−0,071 43	−0,071 43
	$q_1 = -q_2$	+0,204 08	+0,204 08	+0,204 08	+0,210 53	+0,210 53	+0,210 53	+0,214 28	+0,214 28	+0,214 28
	$Y_0 = X_3$	+0,163 27	+0,163 27	+0,163 27	+0,105 26	+0,105 26	+0,105 26	+0,071 43	+0,071 43	+0,071 43
	$X_1 = Y_2$	−0,387 76	−0,387 76	−0,387 76	−0,368 42	−0,368 42	−0,368 42	−0,357 14	−0,357 14	−0,357 14
	$Y_1 = X_2$	−0,795 92	−0,795 92	−0,795 92	−0,789 47	−0,789 47	−0,789 47	−0,785 72	−0,785 72	−0,785 72

Tafel I.

Querschnitts- verhältnisse		$\frac{1}{h_1(e)} = \frac{3}{4} \cdot \frac{1}{h_1(g)} = 1$ $h_a = 4 h_i$			$\frac{1}{h_1(e)} = \frac{3}{4} \cdot \frac{1}{h_1(g)} = \frac{1}{4}$ $h_a = \frac{1}{4} h_i$			Multipli- kator	Bemerkungen
		α	β	γ	α	β	γ		
Lagerungsart		α	β	γ	α	β	γ		
Linkes	$\left\{ \begin{array}{l} q_0 \\ q_1 \\ q_2 \\ q_3 \end{array} \right.$	+0,503 29	+0,500 28	+0,498 97	+0,327 84	+0,391 41	+0,411 17	$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\} \frac{p^3}{24}$	Die Werte α gelten für Tragwerke mit unverrückbaren Knotenpunkten, die Werte β und γ beziehen sich auf Ständer mit fester Ein- spannung oder gelenkartiger Lagerung und stellen den endgültigen Spannungszu- stand dar.
		—0,258 23	—0,267 27	—0,271 22	—0,311 36	—0,311 36	—0,311 36		
		+0,046 10	+0,037 06	+0,033 11	+0,073 26	+0,073 26	+0,073 26		
		—0,018 45	—0,021 46	—0,022 77	—0,018 32	+0,035 25	+0,065 02		
Endfeld belastet	$\left\{ \begin{array}{l} Y_0 \\ X_1 \\ Y_1 \\ X_2 \\ Y_2 \\ X_3 \end{array} \right.$	—0,251 65	—0,266 1	—0,273 3	—0,655 7	—0,548 5	—0,489 0	$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \\ \\ \end{array} \right\} \frac{p^2}{12}$	
		—0,986 8	—0,965 7	—0,956 5	—0,705 1	—0,758 7	—0,788 5		
		—0,470 3	—0,497 4	—0,509 3	—0,549 5	—0,549 5	—0,549 5		
		+0,166 0	+0,193 1	+0,205 0	+0,164 8	+0,164 8	+0,164 8		
		+0,073 7	+0,052 6	+0,043 5	+0,128 0	+0,181 8	+0,211 5		
		—0,009 2	+0,005 9	+0,012 4	+0,036 6	—0,143 8	—0,203 3		
Mittel- feld be- lastet	$\left\{ \begin{array}{l} q_0 = -q_3 \\ q_1 = -q_2 \\ Y_0 = X_3 \\ X_1 = Y_2 \\ Y_1 = X_2 \end{array} \right.$	—0,086 96	—0,086 96	—0,086 96	—0,076 92	—0,076 92	—0,076 92	$\left. \begin{array}{l} \\ \end{array} \right\} \frac{p^3}{24}$	
		+0,217 39	+0,217 39	+0,217 39	+0,307 69	+0,307 69	+0,307 69		
		+0,043 48	+0,043 48	+0,043 48	+0,153 85	+0,153 85	+0,153 85	$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\} \frac{p^2}{12}$	
		—0,347 83	—0,347 83	—0,347 83	—0,538 46	—0,538 46	—0,538 46		
		—0,782 61	—0,782 61	—0,782 61	—0,692 31	—0,692 31	—0,692 31		

Hieraus erhält man für beide Lagerungsarten: Auf Grund der Formel (26) wird daher:

$$q_0^0 = +0,306\,04 \frac{p l^3}{24}, \quad q_1^0 = -0,224\,17 \frac{p l^3}{24},$$

$$q_2^0 = +0,038\,98 \frac{p l^3}{24}, \quad q_3^0 = -0,009\,75 \frac{p l^3}{24}.$$

Die zugehörigen Stützenmomente sind:

$$Y_0^0 = -\frac{(2R_1 - L_1)}{l^2} + \frac{4q_0^0 + 2q_1^0}{1}$$

$$= -\frac{p l^2}{12} + \frac{4q_0^0 + 2q_1^0}{1} = -0,6121 \frac{p l^2}{12},$$

$$X_1^0 = -\frac{(2L_1 - R_1)}{l^2} - \frac{4q_1^0 + 2q_2^0}{1}$$

$$= -\frac{p l^2}{12} - \frac{4q_1^0 + 2q_2^0}{1} = -0,8577 \frac{p l^2}{12},$$

$$Y_1^0 = \frac{4q_1^0 + 2q_2^0}{1} = -0,4094 \frac{p l^2}{12},$$

$$X_2^0 = -\frac{4q_2^0 + 2q_3^0}{1} = -0,1462 \frac{p l^2}{12},$$

$$Y_2^0 = +\frac{4q_2^0 + 2q_3^0}{1} = +0,0682 \frac{p l^2}{12},$$

$$X_3^0 = -\frac{4q_3^0 + 2q_2^0}{1} = -0,0195 \frac{p l^2}{12}.$$

Zugleich ergibt sich:

$$\sum \frac{q_m^0}{h'_m} = \frac{(q_0^0 + q_3^0)}{h_a} + \frac{(q_1^0 + q_2^0)}{h_i} = \frac{57}{513} \cdot \frac{p l^2}{24} \cdot \frac{1}{h_i}.$$

Zur Bestimmung der Werte q' dienen, entsprechend der Formel 27 und für $\psi_0 = 1$, die Gleichungen:

$$4q'_0 + q'_1 = 3 \cdot \frac{1}{h_a(e)} = 3$$

$$q'_0 + 6q'_1 + q'_2 = 3 \cdot \frac{1}{h_i(e)} = 3$$

$$q'_1 + 6q'_2 + q'_3 = 3 \cdot \frac{1}{h_j(e)} = 3$$

$$q'_2 + 4q'_3 = 3 \cdot \frac{1}{h_a(e)} = 3.$$

Da

$$q'_0 = q'_3, \quad q'_1 = q'_2,$$

so kann auch

$$4q'_0 + q'_1 = 3$$

$$q'_0 + 7q'_1 = 3$$

geschrieben werden. Die Auflösung liefert:

$$q'_0 = q'_3 = \frac{2}{3}, \quad q'_1 = q'_2 = \frac{1}{3}.$$

Somit im ganzen:

$$\sum \frac{q'}{h'} = \frac{2 \cdot 2}{3 h_a} + \frac{2 \cdot 1}{3 h_j} = \frac{2}{h_j}.$$

Es ist andererseits:

$$\sum \frac{1}{h'} = \frac{2}{h_a} + \frac{2}{h_i} = \frac{4}{h_i}.$$

$$\psi_0 = \frac{\sum \frac{q_m^0}{h'_m}}{2 \sum \frac{1}{h'_m} - \sum \frac{q'_m}{h'_m}} = \frac{57}{513} \cdot \frac{1}{(2 \cdot 4 - 2)} \cdot \frac{p l^3}{24}$$

$$= \frac{p l^3}{54 \cdot 24}.$$

Für den eingespannten Rahmen erhält man also:

$$q_0 = q_0^0 + q'_0 \psi_0 = +0,318\,39 \frac{p l^3}{24}$$

$$q_1 = q_1^0 + q'_1 \psi_0 = -0,218\,00 \frac{p l^3}{24},$$

$$q_3 = q_3^0 + q'_3 \psi_0 = +0,0026 \frac{p l^3}{24}$$

$$q_2 = q_2^0 + q'_2 \psi_0 = +0,045\,15 \frac{p l^3}{24}.$$

Die endgültigen Werte der Stützenmomente, den Formeln 14/15 entsprechend errechnet, betragen:

$$Y_0 = -\frac{(2R_1 - L_1)}{l^2} + \frac{4q_0 + 2q_1}{1} = -0,5812 \frac{p l^2}{12},$$

$$X_1 = -\frac{(2L_1 - R_1)}{l^2} - \frac{4q_1 + 2q_0}{1} = -0,8824 \frac{p l^2}{12},$$

$$Y_1 = \frac{4q_1 + 2q_2}{1} = -0,3909 \frac{p l^2}{12},$$

$$X_2 = -\frac{4q_2 + 2q_1}{1} = +0,1277 \frac{p l^2}{12},$$

$$Y_2 = \frac{4q_2 + 2q_3}{1} = +0,0929 \frac{p l^2}{12},$$

$$X_3 = -\frac{4q_3 + 2q_2}{1} = -0,0504 \frac{p l^2}{12}.$$

Eine ähnliche Entwicklung führt schließlich beim gelenkigen Rahmen, unter Benutzung der Gl. (27a), (26a) zu den Beziehungen:

$$q'_0 + 4q'_1 = \frac{3}{2} \cdot \frac{1}{h_a(g)} = \frac{3}{2} \cdot \frac{4}{3} = 2,$$

$$q'_0 + 7q'_1 = \frac{3}{2} \cdot \frac{1}{h_i(g)} = \frac{3}{2} \cdot \frac{4}{3} = 2;$$

oder

$$q'_0 = q'_3 = \frac{4}{9}, \quad q'_1 = q'_2 = \frac{2}{9}.$$

$$\sum \frac{q'}{h'} = \frac{q'_0 + q'_3}{h_a} + \frac{q'_1 + q'_2}{h_i} = \frac{2}{9 h_i} (4 + 2) = \frac{12}{9 h_i},$$

$$\sum \frac{1}{h'} = \frac{2}{h_a} + \frac{2}{h_i} = \frac{4}{h_i},$$

$$\psi_0 = \frac{\sum \frac{q_m^0}{h'_m}}{\sum \frac{1}{h'_m} - \sum \frac{q'_m}{h'_m}} = \frac{57}{513} \cdot \frac{1}{4 - \frac{12}{9}} \cdot \frac{p l^3}{24} = \frac{p l^3}{24} \cdot \frac{1}{24}$$

$$q_0 = q_0^0 + \psi_0 \cdot q'_0 = +0,32456 \frac{p l^3}{24},$$

$$q_1 = q_1^0 + \psi_0 \cdot q'_1 = -0,21491 \frac{p l^3}{24},$$

$$q_3 = q_3^0 + \psi_0 \cdot q'_3 = +0,00877 \frac{p l^3}{24},$$

$$q_2 = q_2^0 + \psi_0 \cdot q'_2 = +0,04824 \frac{p l^3}{24}.$$

$$Y_0 = -\frac{p l^2}{12} + \frac{4 q_0 + 2 q_1}{1} = -0,5658 \frac{p l^2}{12},$$

$$X_1 = -\frac{p l^2}{12} - \frac{4 q_1 + 2 q_0}{1} = -0,8947 \frac{p l^2}{12},$$

$$Y_1 = \frac{4 q_1 + 2 q_2}{1} = -0,3816 \frac{p l^2}{12},$$

$$X_2 = -\frac{4 q_2 + 2 q_1}{1} = +0,1184 \frac{p l^2}{12},$$

$$Y_2 = \frac{4 q_2 + 2 q_3}{1} = +0,1053 \frac{p l^2}{12},$$

$$X_3 = -\frac{4 q_3 + 2 q_2}{1} = -0,0658 \frac{p l^2}{12}.$$

Diese kurze Darstellung des Rechnungsganges dürfte zur Genüge gezeigt haben, daß, selbst bei unsymmetrischen Belastungsfällen, die genaue Untersuchung sich außerordentlich einfach gestaltet und rasch zum Ziele führt: wie sehr das Verfahren in dieser Hinsicht den Bedürfnissen der Praxis entspricht, braucht daher nicht weiter beleuchtet zu werden.⁸⁾ (Fortsetzung folgt.)

BEITRAG ZUR BERECHNUNG DURCHLAUFENDER DECKENKONSTRUKTIONEN.

Von Dr. V. Lewe, Leiter der Prüfungsstelle für Bauberechnungen in Bromberg.

Die falsche Auslegung des § 14, Abs. 5 der Preußischen Bestimmungen für Eisenbeton bei Hochbauten vom 24. Mai 1907*) lautend:

„Die rechnerische Annahme des Zusammenhanges darf nicht über mehr als drei Felder ausgedehnt werden. Bei Nutzlasten von mehr als 1000 kg/qm ist die Berechnung auch für die ungünstigste Lastverteilung anzustellen.“

hat bei zahlreichen Ausführungen der Praxis dazu verleitet, bei kleineren Nutzlasten die Zwischenfelder (d. i. der größte Teil der Eisenbetonkonstruktionen) nach der Formel

$$M = 0,025 (g + p) l^2,$$

bei größeren Nutzlasten mit

$$M = (0,025 g + 0,075 p) l^2$$

(als in der Feldmitte auftretendes Moment) zu rechnen. Tatsächlich erreicht das Moment in dem Zwischenfeld eines Trägers über drei Öffnungen die angegebenen Größen. Die Ursache hierfür liegt in der günstigen Wirkung der belasteten Endfelder auf das Mittelfeld. Durch die Lasten in den Endfeldern wird, wie die Fig. 1 zeigt, die Achse des Trägers in dem Mittelfeld konvex nach oben durchgebogen, wenn dieses unbelastet ist. Ist das Mittelfeld belastet, so geht die Durchbiegung in dem mittleren Teile dieses Feldes wieder in die nach unten konvexe Form über. Das zweite Durchbiegungsschema der Fig. 1 zeigt diese Art der Durchbiegung. Betrachtet man die Richtung der Endtangenten der mittleren Öffnung, so ist

der Winkel β , den dieselben mit der Horizontalen bilden, in dem Falle totaler Einspannung entsprechend der Annahme eines Biegemoments in Feldmitte von

$$M = 0,0417 g l^2 = 0,$$

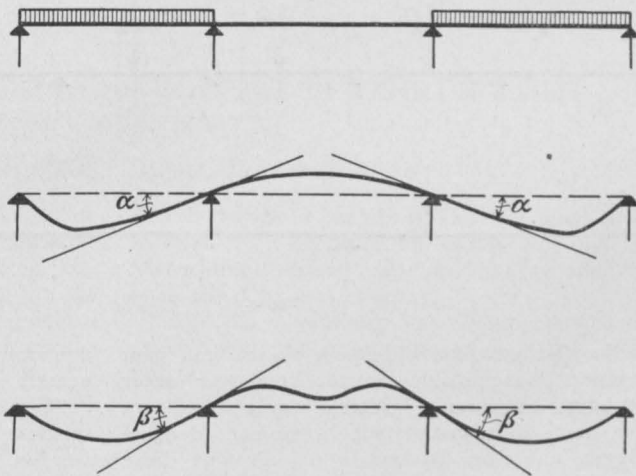


Fig 1.

muß folglich im Falle der Annahme eines kleineren Momentes in Feldmitte einen endlichen Betrag erreichen. Mit anderen Worten:

Die Verwendung der obengenannten Formeln ist gleichbedeutend mit der Annahme, daß sich die Auflagertangenten zu beiden Seiten der mittleren Felder von dem Mittelfeld aus betrachtet, nach aufwärts biegen.

*) Vergl. hierzu die Ausführungen von Prof. Th. Böhm im Arm. Beton 1909 S. 523.

Die Schriftleitung.

8) Vergegenwärtigt man sich, daß das Tragwerk neun- bzw. fünffach statisch unbestimmt ist, so erscheinen die Schwierigkeiten der Untersuchung auf ein Kleinstmaß zurückgeführt.

Wenn mehrere Mittelfelder nebeneinander liegen, ist diese Annahme für zwei Nachbarfelder schon wie die einfache Überlegung ergibt, unmöglich. Als kleinstzulässiges Maß kann hier vielmehr nur

$$M = 0,0417 \text{ g l}^2$$

d. i. die Annahme horizontaler Endtangentialen oder vollständiger Einspannung angenommen werden.

Wie zahlreiche Unternehmerfirmen dem Unterzeichneten als dem Leiter der Prüfungsstelle für Bauberechnungen in Bromberg entrüstet bezeugen, ist die Anwendung obiger Formeln im

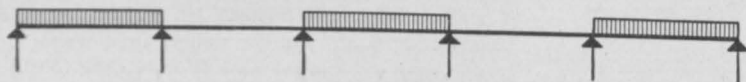


Fig. 2.

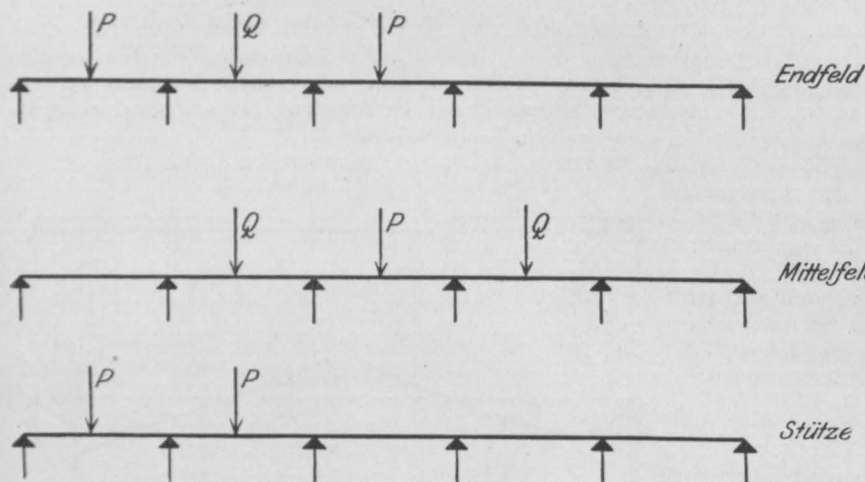


Fig. 3.

Berliner Baugewerbe allgemein üblich und vom Berliner Polizeipräsidenten für Nutzlasten unter 750 kg/qm zugelassen. Unter Hinweis auf dieses von der Reichshauptstadt gegebene Beispiel pflegen auch bei Bauten in der Provinz diese Formeln verwandt zu werden.

Die Frage nach der Größe und Gefährlichkeit dieses Fehlers kann man leicht durch den Vergleich mit den Verhältnissen eines über 5 Feldern liegenden Trägers beantworten. Die Größe des Biegemomentes in der Mitte des mittelsten Feldes beträgt bei demselben:

$$M = (0,046 \text{ g} + 0,0855 \text{ p}) \text{ l}^2$$

Bei Annahme gleicher Größe für Nutzlast und Eigenlast sind demnach zu vergleichen die Werte:

$$0,025 + 0,075 = 0,100$$

und

$$0,046 + 0,0855 = 0,1315.$$

Das Mehr beträgt also schon in diesem Fall 31,5 %. Bei Annahme größerer Eigenlasten als Nutzlasten wird das Verhältnis noch viel krasser und kann bis zu 100 % steigen. Für die Bemessung und Spannung der Eiseneinlagen gelten die gleichen Unterschiede; ein mit $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$ Eisenspannung nach den ersten falschen Formeln für Zwischenfelder berechneter Eisenbetonträger kann demnach Eisenspannungen bis zu 2000 kg/cm² erhalten.

In seinem neuesten Erlasse vom 22. November 1913 berührt auch der Berliner Polizeipräsident diese Frage, indem er für Nutzlasten von mehr als 1000 kg/qm ungünstigste Lastverteilung und die Ausdehnung der Untersuchung auf ein System von 5 Feldern fordert (vgl. Fig. 2). Für Nutzlasten bis zu 1000 kg/qm wird in dem vorhergehenden Abschnitt dieses Erlasses für Mittelfelder von Deckenkonstruktionen über mehr als 4 Stützen die Berechnung wie für das Mittelfeld einer Platte auf Stützen mit frei aufliegenden Enden gefordert. Es wird also hier ebenfalls die Verwendung der erst-

genannten falschen Formel für zulässig erachtet, obwohl gerade bei kleineren Nutz- und größeren Eigenlasten die Unterschiede zwischen falscher und richtiger Berechnung am größten werden.

Mit dem Unterzeichneten sind auch namhafte Autoren der Ansicht, daß eine Annahme der Biegemomente unterhalb des Wertes $\frac{p \text{ l}^2}{20}$ unzulässig ist (s. Mörsch, Eisenbetonbau, 3. Aufl. S. 374 Fußnote).

Der Unterzeichnete verkennt nicht, daß der Umstand, daß die Annahme ungünstigster Nutzlastverteilung praktisch gewöhnlich nicht eintreten kann, eine Minderung der Gefährlichkeit bedeutet; demgegenüber ist darauf hinzuweisen, daß der Annahme der Kontinuität, auf die sich überhaupt die Verwendung der Formeln stützt, schon durch das Auftreten kleinerer Risse Abbruch getan wird, denn ein Riß in der Nähe des Auflagers bedeutet, daß die Auf-

lagertangente (s. Fig. 1) sich vom Felde aus betrachtet senkt.

Für Unterzüge, die in Feldmitte als Auflager für Nebenrippen dienen, also auf Einzellasten zu berechnen sind, pflegt in der Praxis so verfahren zu werden, daß man die entsprechenden Mittelmomente des Trägers auf 2 Stützen beim Endfeld durch 1,5 und beim Mittelfeld durch 2 dividiert (s. Fig. 3). Auch dieses Verfahren findet in der Berechnung nach den genauen Formeln nicht seine Berechtigung. Nimmt man mit der Darstellung der Fig. 3 den Träger über 5 Felder als zugrunde liegend an, und ist P die größere, um die Nutzlast vermehrte Auflagerlast der Nebenrippe und Q die kleinere Eigenlast derselben, so muß man für die Berechnung des Endfeldes, Mittelfeldes und einer Stütze etwa die Lastverteilung der Fig. 3 annehmen. Die entsprechenden Momente werden

$$\text{Endfeld: } M = (0,20 P - 0,037 Q) \cdot l$$

$$\text{Mittelfeld: } M = (0,172 P - 0,066 Q) \cdot l$$

$$\text{Stütze: } -M = (0,174 P \cdot l.$$

Man sieht, die genauen Formeln sind ebenso leicht anzuwenden wie die oben genannte Annahme der

Wirkung von $\frac{2}{3}$ oder $\frac{1}{2}$ des Moments des Trägers auf 2 Stützen.

Ebenso unverständlich ist es, weshalb nicht in dem neuesten Erlaß des Berliner Polizeipräsidenten die genaue Berechnung gefordert wird, da die hierfür geltenden genauen Forderungen ebenso leicht anzuwenden sind. Sie lauten:

Endfeld (wie Träger
über 3 Felder) $(0,08 g + 0,1 p) l^2$

Zwischenfeld (wie Träger
über 5 Felder) $(0,046 g + 0,00855 p) l^2$

Auflagermitte (wie Träger
über 3 Felder) $(0,10 g + 0,1167 p) l^2$.

Will man noch für die Auflagermitte die größere Höhe entsprechend der Voutenverlängerung einführen, so hat man für den Querschnitt



Fig. 4.

direkt neben der Auflagerung (s. Fig. 4) etwa als Entfernung von Auflagermitte 0,04 l anzunehmen und man erhält für diese Stelle ein Stützmoment in der Größe Aufl. 0,04 l entf. (wie Träger über 3 Felder) $0,0808 g + 0,0975 p) l^2$.

ERMITTLUNG DER ABMESSUNGEN DOPPELT BEWEHRTER EISENBETONQUERSCHNITTE.

Von Dr.-Ing. Johs. Thieme, Buxtehude.

Die in der Überschrift gekennzeichnete Aufgabe hat bisher ziemlich zahlreiche literarische Aufsätze gezeitigt, ein Beweis dafür, daß ihre Lösung nicht einfach ist, und dem nur auf die Untersuchung normaler Konstruktionen Eingewöhnten gewisse Schwierigkeiten bietet. Vermehrt werden diese noch dadurch, daß die amtlichen Bestimmungen eine Anzahl Formeln bieten, deren Ableitung und Sinn dem Benutzer nicht geläufig sind. Es würde der Sicherheit in der Behandlung der vorliegenden wie auch sonstiger Aufgaben aus dem Eisenbetongebiete förderlich sein, wenn man ihre Lösung mit Hilfe derjenigen Beziehungen bewirkte, die auch jedem Mittelschultechniker als grundlegende bekannt sind.

So z. B. wäre es immer angebracht, beim Nachweis von Spannungen von der allgemeinen Gleichung

$$\sigma = \frac{M}{I} a$$

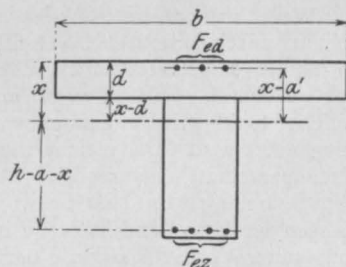
auszugehen, in der M und I das Biegemoment, a den Abstand der betreffenden Faser von der Nulllinie bedeuten, selbstverständlich unter Berücksichtigung des Umstandes, daß diese Beziehung die Spannung in der betreffen-

den Betonfaser angibt. Wird die Inanspruchnahme der an der Stelle der letzteren befindlichen Eiseneinlage verlangt, so ist der erhaltene Wert noch mit n zu vervielfachen.

Für die Ermittlung des Trägheitsmomentes eines Eisenbetonquerschnittes dient dabei die Beziehung

$$I = \frac{b}{3} [x^3 - (x-d)^3] + n F_{ed} (x-a')^2 + n F_{ez} (h-a-x)^2.$$

Der Abstand x wird bekannter Weise aus der Bedingung ermittelt, daß die Summe der statischen Momente der Querschnittsteile, bezogen beispielsweise auf die Druckkante, gleich dem statischen Moment des ganzen Querschnittes sein muß, also



$$\sum A F \cdot v = F \cdot x$$

und hieraus

$$x = \frac{\sum \Delta F \cdot v}{F}.$$

Von Bedeutung für die Anwendung dieser Beziehungen ist, daß auch der nur über Mittel-schulbildung verfügende Techniker sie versteht.

Dasselbe gilt nun auch, wenn die zur Erhöhung der Tragfähigkeit eines Querschnittes von beschränkter Bauhöhe erforderlichen Druckeisen ermittelt werden sollen.

In diesem Fall wird von der bekannten Beziehung ausgegangen, daß die statischen Momente der Zug- und Druckzonen eines Querschnittes, bezogen auf die Schwerachse desselben, gleich groß sein müssen. Wenn also auf irgend einem Wege der erforderliche Zugeisenquerschnitt festgestellt ist, so bildet man das statische Moment desselben für die Schwerachse und hat dann das statische Moment der Druckzone durch Hinzufügen von Eiseneinlagen ebenso groß zu machen, selbstverständlich immer unter Berücksichtigung des Elastizitätsverhältnisses n , mit dem aber hier zweckmäßig nicht die Eisenquerschnitte vervielfacht werden, sondern der Betonquerschnitt zu teilen ist. Es ist also

$$S_{ez} = \frac{S_{bd}}{n} + S_{ed},$$

hieraus ergibt sich

$$S_{ed} = S_{ez} - \frac{S_{bd}}{n}$$

und

$$F_{ed} = S_{ed} : (x - a').$$

Letztere Beziehung liefert indes nur dann einen völlig zutreffenden Wert für den erforderlichen Druckeisenquerschnitt, wenn zuvor auch der Zugeisenquerschnitt genau ermittelt worden war. Nun ist aber dieser wieder abhängig von dem Abstand w der Schwerpunkte der Zug- und Druckspannungen, der natürlich nicht genau bekannt ist, bevor nicht der Querschnitt der Druckeisen festgestellt ist. Man ist daher auf eine Annäherungsrechnung angewiesen, die indes schnell und leicht zum Ziele führt.

Wenn irgend ein Balken- oder Plattenquerschnitt durch Druckeisen verstärkt werden muß so ist es selbstverständlich, daß der Beton mit der höchsten zulässigen Beanspruchung, als welche 40 kg/qcm angenommen werden kann, ausgenutzt wird. Da gleichzeitig auch der Zugeisenquerschnitt entsprechend der vollen zulässigen Spannung von 1000 bzw. 1200 kg/qcm bemessen wird, so sind für eine in erster Annäherung unter Vernachlässigung der Druckeisen vorzunehmende Ermittlung der Zugeisen die zu $w = h - a - \frac{x}{3}$ sich ergebenden Abstände der Schwerpunkte der Zug- und Druckspannungen, wenn der Querschnitt der Betondruckzone ein

durch die äußerste Druckkante und die Schwerachse begrenztes Rechteck bildet,

$$\text{für } \sigma = 1000 \text{ kg/qcm, } w = \frac{7}{8} (h - a),$$

$$, \sigma = 1200 \quad , w = \frac{8}{9} (h - a).$$

Wenn dagegen bei einem Plattenbalkenquerschnitt die Schwerachse in den Steg fällt, wird der Schwerpunkt der Druckspannungen sich etwas von der Schwerachse entfernen, w also größer werden. Immerhin wird das nicht in dem Maße geschehen, daß dadurch verhindert würde, in erster Annäherung auch in diesem Falle $w = \frac{7}{8} (h - a)$ bzw. $\frac{8}{9} (h - a)$ anzunehmen, wie zuvor angegeben ist.

Für die erste Annäherungsrechnung kann dann die Ermittlung des Zugeisenquerschnittes unterbleiben, da man das statische Moment desselben unmittelbar erhält, und zwar, da

$$S_{ez}^0 = F_{ez}^0 (h - a - x) = \frac{M}{w k_{ez}} (h - a - x)$$

$$\text{für } k_{ez} = 1000 \text{ kg/qcm, } x = \frac{3}{8} (h - a), h - a - x = \frac{5}{8} (h - a),$$

$$S_{ez}^0 = \frac{8}{7} \cdot \frac{M \text{ kgm}}{(h - a)} \cdot \frac{100}{1000} \cdot \frac{5}{8} (h - a) = \frac{M \text{ kgm}}{14},$$

und für

$$k_{ez} = 1200 \text{ kg/qcm, } x = \frac{3}{8} (h - a),$$

$$h - a - x = \frac{6}{9} (h - a),$$

$$S_{ez}^0 = \frac{9}{8} \cdot \frac{M \text{ kgm}}{(h - a)} \cdot \frac{100}{1200} \cdot \frac{6}{9} (h - a) = \frac{M \text{ kgm}}{16}.$$

Man bildet dann das durch n zu teilende statische Moment des Betondruckquerschnittes

$$\frac{S_{bd}^0}{n} = \frac{b x^2}{2}$$

bzw. wenn die Schwerachse durch den Steg eines Plattenbalkens geht:

$$\frac{S_{bd}^0}{n} = b d \left(x - \frac{d}{2} \right),$$

und könnte nun, wie oben angegeben:

$$S_{ed}^0 = S_{ez}^0 - \frac{S_{bd}^0}{n} \text{ und } F_{ed}^0 = S_{ed}^0 : (x - a')$$

berechnen.

Ist dann F_{ed}^0 bekannt, so würde man das statische Moment S_d der Spannungen der Druckzone bilden und dieses durch die ganze Druckkraft D teilen, so daß als Quotient der Abstand des Schwerpunktes der Druckspannungen von der Schwerachse erhalten wird.

Dieses statische Moment der Spannungen ist aber gleich dem Trägheitsmoment des Druck-

querschnittes I_d^0 , multipliziert mit dem Quotienten $\frac{k_b}{x}$, während die Druckkraft selbst sich ergibt als statisches Moment des Druckquerschnittes, ebenfalls erweitert mit $\frac{k_b}{x}$, daher

$$w_d = \frac{I_d^0}{S_d^0} = \frac{I_d^0}{S_{ez}^0}.$$

Man wird also die Trägheitsmomente der Druckzonenteile ermitteln und deren Summe durch das statische Moment der Druck- oder Zugzone teilen.

Zwei Beispiele werden das Verfahren verdeutlichen.

Beispiel 1:

$$M = 7200 \text{ kgm}, \quad b = 30 \text{ cm}, \quad h - a = 54 \text{ cm},$$

$$k_{bd} = 40, \quad k_{ez} = 1200 \text{ kg/qcm}, \quad x = \frac{1}{3} \cdot 54 = 18 \text{ cm}$$

Es ist

$$S_{ez}^0 = \frac{M}{16} = \frac{7200}{16} = 450 \text{ cm}^3$$

$$\frac{S_{ed}}{n} = \frac{b x^2}{30} = \frac{30 \cdot 18^2}{30} = 324 \text{ cm}^3$$

$$S_{ed}^0 = 450 - 324 = 126 \text{ cm}^3$$

$$\frac{I_{bd}}{n} = S_{bd} \cdot \frac{2}{3} x = 324 \cdot 12 = 3888 \text{ cm}^4$$

$$I_{ed}^0 = S_{ed} \cdot (x - a') = 126 \cdot 15 = 1890 \text{ cm}^4$$

$$I_d^0 = 5778 \text{ cm}^4,$$

hieraus in zweiter Annäherung

$$w = w_z + w_d = \frac{2}{3} \cdot 54 + \frac{5778}{450} = 36 + 12,8 = 48,8 \text{ cm}.$$

Man erhält dann

$$F_{ez} = \frac{M}{w \cdot k_{ez}} = \frac{720000}{48,8 \cdot 1200} = 12,3 \text{ qcm},$$

$$S_{ez} = 12,3 \cdot 36 = 443 \text{ cm}^3$$

$$\frac{S_{bd}}{n} = 324 \text{ „}$$

$$S_{ed} = 443 - 324 = 119 \text{ „}$$

und

$$F_{ed} = 119 : 15 = 7,9 \text{ qcm}.$$

Beispiel 2:

$$M = 1280000 \text{ kg cm}, \quad b = 100, \quad d = 8 \text{ cm},$$

$$h - a = 48 \text{ cm}, \quad k_{bd} = 40, \quad k_{ez} = 1200 \text{ kg/qcm},$$

$$x = \frac{1}{3} \cdot 48 = 16 \text{ cm}.$$

Es ist

$$S_{ez}^0 = \frac{1}{16} 128000 = 800 \text{ cm}^3$$

$$\frac{S_{bd}}{n} = \frac{100}{15} 8 (16 - 4) = 640 \text{ „}$$

$$S_{ed}^0 = 800 - 640 = 160 \text{ „}$$

$$\frac{I_{bd}}{n} = \frac{100}{45} (16^3 - 8^3) = 7970 \text{ cm}^4$$

$$I_{ed}^0 = 160 (16 - 3) = 2080 \text{ „}$$

$$I_d^0 = 10050 \text{ cm}^4,$$

hieraus

$$w = 32 + \frac{10050}{800} = 32 + 12,6 = 44,6 \text{ cm}$$

$$F_{ez} = \frac{1280000}{44,6 \cdot 1200} = 23,9 \text{ qcm},$$

$$S_{ez} = 23,9 \cdot 32 = 766 \text{ cm}^3$$

$$\frac{S_{bd}}{n} = 640 \text{ „}$$

$$S_{ed} = 766 - 640 = 126 \text{ „}$$

und

$$F_{ed} = 126 : 13 = 9,7 \text{ qcm}.$$

Wie bei jeder Annäherungsrechnung, so würde auch hier eine erneute Wiederholung zu einer Erhöhung der Genauigkeit des Ergebnisses führen. Es zeigt indes eine Betrachtung der beiden Beispiele, daß die Änderung der Querschnittswerte nur noch gering sein kann.

In Beispiel 1 würde ohne Rücksicht auf die Druckeisen $w^0 = \frac{8}{9} \cdot 54 = 48 \text{ cm}$ sein; die diesem w^0 entsprechenden Eiseneinlagen ($F_{ed}^0 = 126 : 15 = 8,4 \text{ qcm}$) in der Druckzone vergrößern den Abstand w auf 48,8 cm. Die Folge hiervon ist, daß die Querschnitte der Druck- und Zugeisen wieder abnehmen, letzteres um 0,5 auf 7,9 qcm.

Würde nun von neuem $w_d = \frac{I_d}{S_d}$ bestimmt, so ergibt sich der bereits in der 2. Annäherung errechnete Wert von 12,8 cm, also $w = 48,8 \text{ cm}$. Es würde also die abermalige Rechnung gar keine Änderung des Ergebnisses zur Folge haben.

In Beispiel 2 war $w^0 = 32 + 12 = 44 \text{ cm}$; die Berücksichtigung des Querschnitts der Druckeisen ($F_{ed}^0 = 160 : 13 = 12,3 \text{ qcm}$) verursachte eine Vergrößerung von w auf 44,6 cm. Wird dann entsprechend dem in 2. Annäherung bestimmten Druckeisenquerschnitt von 9,7 qcm der Abstand der Spannungsschwerpunkte neu bestimmt, so erhält man $w_d = 12,5 \text{ cm}$ und $w = 44,5 \text{ cm}$, so daß $F_{ez} = 24,0 \text{ qcm}$, $F_{ed} = 9,8 \text{ qcm}$ wird.

Diese Abweichungen gegenüber den in 2. Annäherung gefundenen Ergebnissen (23,9 und 9,7 qcm) sind so unbedeutend, daß unbedenklich die letzteren verwendet werden können.

Will man aber doch die dritte Annäherungsrechnung, insbesondere bei hohen Balken, vornehmen, so beachte man, daß dann der Wert F_{ed} der 2. Annäherung nicht ausgerechnet zu werden braucht und daß die Ausdrücke S_{bd} und I_{bd} unverändert bleiben.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Bauamtmann R. Schober, Dresden.

L. bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armierter Beton“ früher erschienene Literaturschau.

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Verarbeitung.

— — —

2. Prüfung und Untersuchung.

— — —

3. Wirtschaftliches.

Bericht über die 18. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins am 1. Mai 1915. *Armierter Beton* 1915. Heft 5. L. 1915 Nr. 6. I 3.

II. Theorie.

Die vollständige Gleichung der Knickfestigkeit des geraden homogenen Stabes. Von Geheimen Baurat Schnapp in Berlin. Eine ausführliche theoretische Untersuchung. *Zentralblatt der Bauverwaltung* 1915. Nr. 48 u. 50.

Zwei Bemerkungen über Trägheitsmomente ebener Figuren. Von Walter Tschuppik, Prag-Smichow. Zur Konstruktion des Trägheitsmomentes nach Culmann zeigt Verfasser, wie man den Unterschied zwischen dem wahren und dem nach dem Seilpolygonverfahren ermittelten Werte rechnermäßig und konstruktiv feststellen kann. Er gibt weiter ein Verfahren an, um das Trägheitsmoment einer ebenen Figur mit dem Polarplanimeter zu ermitteln. *Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- u. Architekten-Vereins* 1915. Heft 26.

Zur Berechnung kontinuierlicher Träger unter Berücksichtigung der Voutenwirkung. Von Paul Kaufmann, Oberingenieur d. Fa. Ed. Züblin u. Co., Straßburg. Der Aufsatz bringt eine Ableitung von Formeln Clapeyronscher Art zur Berechnung der Stützenmomente in kontinuierlichen Trägern unter Berücksichtigung der Voutenwirkung. An Beispielen wird die Anwendung der Formeln und gleichzeitig der Unterschied der Rechnung mit und ohne Vouten gezeigt. *Beton und Eisen* 1915. Heft IX/X.

Neues Verfahren zur raschen Ermittlung der Abmessungen und Eiseneinlagen von Gewölbefugen. Von Dr.-Ing. R. Färber, Oberingenieur d. Fa. Buchheim und Heister in Frankfurt a. M. Verfasser teilt einen weiteren Ausbau seiner theoretischen Abhandlungen in den *Mitteilungen der Deutschen Bauzeitung* mit und zeigt an einem Beispiel die Anwendung dieses neuen Verfahrens. *Deutsche Bauztg. Mitteilungen* 1915. Nr. 11 u. 12. L. 1915. Nr. 4. II.

Bestimmung des Grades der statischen Unbestimmtheit bei Rahmensystemen. Von Ingenieur J. Svagr, i. Fa. C. H. Jerschke, G. m. b. H. in Breslau. Verfasser gibt ein einfaches Verfahren, um den Grad der Unbestimmtheit biegesteifer Rahmen leicht und einwandfrei zu bestimmen und

zeigt an Beispielen dessen Anwendung. *Deutsche Bauzeitung, Mitteilung* 1915. Nr. 10.

Der einstielige Rahmen mit und ohne Kragarm. Von Ing. Robert Gsell, Bern. Verfasser entwickelt die Einflußlinien für die statisch unbestimmten Größen des einstieligen Rahmens mit schiefer Riegel für drei verschiedene Auflagerungsarten. *Schweizerische Bauzeitung* 1915. Bd. 65. Nr. 23.

Die Einflußlinien mehrfach gestützter Rahmenträger. Von Dr.-Ing. H. Marcus, Breslau. *Armierter Beton* 1915. Heft 6.

Die Berechnung von Pfahlrost-Gründungen. Von Ingenieur Max Buchwald in Königsberg i. Pr. Die Berechnung und zweckmäßigste Anordnung von Pfahlrost-Gründungen für Stützmauern hatte Verfasser schon früher behandelt, hier bringt er die Ergänzung für Ausführungen mit Pfahlböcken und Zugpfählen. Mit Abbildungen. *Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen* 1915. Nr. 10.

III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Prüfung der Tragfähigkeit einer Gurtträgerbrücke bei Hamm in Westfalen. Ausgeführt von Max Möller in Braunschweig. Verfasser beschreibt die Prüfung einer nach seinem System vor 17 Jahren hergestellten Eisenbetonbrücke über den Schiffahrtskanal Datteln—Hamm, die infolge Kanalbaues dem Abbruch verfallen mußte. Die verschiedenen Berechnungen für die Materialbeanspruchungen der Brücke unter Verkehr und Probelastung sowie die Ausführung dieser Probelastung werden mit Abbildungen geschildert. *Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen* 1915. Nr. 10.

Weitere Untersuchungen von Eisenbetonsäulen. Von Geh. Regierungsrat Professor M. Rudeloff, Berlin-Lichterfelde. Verfasser bringt eine ausführliche Entgegnung auf die von F. v. Emperger im Heft II/III in *Beton und Eisen* 1915 veröffentlichte kritische Besprechung dieser vom deutschen Ausschuß für Eisenbeton (Heft 28) ausgeführten Versuche und des darüber herausgegebenen Berichtes. *Beton und Eisen* 1915. Heft IX/X.

Versuche über den Wert verschiedener Querbewehrungen in Betonsäulen. Von Dr.-Ing. R. Saliger, ord. Professor der k. k. Technischen Hochschule Wien. *Armierter Beton* 1915. Heft 6.

Zweckmäßige Zusammensetzung des Betongemenges für Eisenbeton. Besprechung der Ergebnisse von Versuchen im Königl. Materialprüfungsamt in Berlin-Lichterfelde-

West nach dem Berichte in Heft 29 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, erstattet von Professor M. Gary. *Armierter Beton* 1915. Heft 6.

Das Verhalten von Gußbetonbauten im Feuer. Von Baurat Wendt, Berlin. Verfasser gibt unter Benutzung weiterer amerikanischer Darstellungen eine Ergänzung seiner Mitteilungen, die er zu dieser Frage im Zentralblatt der Bauverwaltung S. 93, 1915 auf Grund der Ergebnisse beim Brand des Edisonwerkes veröffentlicht hat. *Zentralblatt der Bauverwaltung* 1915. Nr. 48.

IV. Amtliche Vorschriften über Eisenbeton.

— — —

V. Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton und Eisenbeton, Zement-, Beton- und Eisenbetonwaren, Bauunfälle.

Der Schutz des Eisens durch Beton gegen Rost. Von W. P. Müller, Berlin. Nachdem Verfasser auf den wenig dauerhaften Schutz der Eisenteile durch Ölfarbenanstrich gegen die schädliche Einwirkung der Verbrennungsgase hingewiesen hat, zeigt er an Beispielen die gute Wirkung der Ummantelung mit Beton durch die Zementkanone. Mit Abbildungen. *Beton und Eisen* 1915. Heft IX/X.

2. Ausführungen im Hochbau.

Das neue Verwaltungsgebäude der chemischen Fabrik von E. Merck in Darmstadt. Von Stadtbaurat Steinberger, Darmstadt. In Ergänzung der in *Beton und Eisen* 1915 Heft II/III geschilderten Fundierung und Deckenherstellung für dieses Gebäude bringt Verfasser in diesem Aufsatz die Darstellung und Berechnung der Dachkonstruktion mit Hauptgesimsausbildung sowie den Aufbau der Treppenhäuser. Mit Abbildungen. *Beton und Eisen* 1915. Heft IX/X.

Der Bismarckturm bei Leipzig. Von Dipl.-Ing. Em. Haimovici, Obering. u. Prok. d. Fa. Max Pommer, Eisenbetonbau in Leipzig. Beschreibung des in Eisenbeton erbauten Turmes. Einzelheiten der Bauteile, Baustoffe und über die der Berechnung zugrunde gelegten Kräfte. Mit Abbildungen. *Deutsche Bauzeitung Mitteilungen* 1915. Nr. 11.

Wettbewerb Großmarkthalle Berlin. Von Professor Dr.-Ing. Richard Müller, Dresden. Mit Abbildungen wird eine Variante des preisgekrönten Entwurfs: Zentralplatz für die Großmarkthalle beschrieben, die eine Lösung in Eisenbeton zeigt. *Beton und Eisen* 1915. Heft IX/X.

Wettbewerbs-Entwurf Großmarkthalle Berlin. Von Professor Dr.-Ing. Richard Müller, Dresden. *Armierter Beton* 1915. Heft 5.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Der Neubau der Beraunbrücke bei Königsaal. Von k. k. Hofrat Dr. Wilhelm Wein-

gärtner. Mit vielen Abbildungen wird eine Eisenbetonbalkenbrücke von $5 \times 13,0$ m Stützweite über die Beraun bei Prag beschrieben. Einzelheiten der Pfeilergründung auf Eisenbetonpfählen, der Tragkonstruktion, der Berechnungen und verwendeten Baustoffe werden mitgeteilt. *Österreichische Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst* 1915. Heft 19.

Eisenbetonbrücke über die Weiße Elster in Döhlau bei Greiz i. V. Von H. Kolb, Regierungsbaumeister, Dresden †. *Armierter Beton* 1915. Heft 6.

Rekonstruktion des Sazawa-Viaduktes bei Budigsdorf, km $24\frac{7}{9}$ der Linie Böhmisches-Trübau — Olmütz. Von Ing. Viktor Hirsch. Kurze Beschreibung der während des Betriebes ausgeführten Neuwölbungen von 9,48 m Lichtweite. Mit Abbildungen. *Österreichische Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst* 1915. Heft 22.

Verstärkung der Kirchenfeldbrücke über die Aare in Bern. Von Professor A. Rohn, Zürich. In der ausführlichen Beschreibung interessieren hier ganz besonders die Verstärkungs- und Versteifungsarbeiten mit Beton und Eisenbeton, die für die neue Fahrbahnplatte und die Ummantelung der hohen eisernen Jochpfeiler mit gutem Erfolg verwendet wurden. Viele Einzelheiten der Ausführung und Berechnung sowie Angaben über die Kosten werden mitgeteilt. Mit vielen Abbildungen. *Schweizerische Bauzeitung* 1915. Bd. 65, Nr. 20, 21, 22.

4. Ausführungen im Wasserbau.

Der Panamakanal. Von Professor O. Franzius in Hannover. Der sehr ausführliche Aufsatz bringt eine Beschreibung der wichtigsten Bauwerke des Panamakanals. Mit vielen Abbildungen werden auch die gewaltigen Betonbauwerke der Schleusen besprochen. *Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure* 1915. Nr. 21, 22, 23 und 25.

Die Wasserstraße von Sault Ste. Marie vom Oberen See zum Huron-See. In einer ausführlichen Abhandlung werden die einzelnen großen Bauwerke dieser Wasserstraße besprochen. Mit Abbildungen wird insbesondere die Ausführung und Durchbildung der 24,4 m im lichten breiten Schleuse von über 400 m nutzbarer Länge für die großen Seeschiffe geschildert. Einzelheiten über die Untersuchung und Herstellung der einzelnen Bauteile werden mitgeteilt. *Zentralblatt der Bauverwaltung* 1915. Nr. 47, 49 u. 51.

5. Ausführungen im Straßen-, Eisenbahn-, Tunnel- und städtischen Tiefbau.

Erfahrungen mit Eisenbetonschwellen. Von Regierungsbaumeister H. Amos, Hohenölzchen b. Dresden. Verfasser bespricht die Frage der Eisenbetonschwellen auf Grund einer Umfrage über Erfahrungen bei den deutschen

Eisenbahnverwaltungen, die im „Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens“ veröffentlicht sind. Beton und Eisen 1915. Heft IX/X.

Neuere Wassertürme im Eisenbahndirektionsbezirk Berlin. Von Cornelius, Berlin. Mit Abbildungen werden eine Reihe

architektonisch gut gelöster massiver Wassertürme vorgeführt. Zentralblatt der Bauverwaltung 1915. Nr. 44.

VI. Allgemeine Fragen.

— — —

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Verband deutscher Gutachterkammern e. V.

Die Jahresversammlung des Verbandes, die am 10. April 1915 in Dortmund unter dem Vorsitz des Herrn Dr. Müllendorff (Berlin) stattfand, erfreute sich eines zahlreichen Besuches aus den verschiedensten Teilen Deutschlands. Der vom Schriftführer Herrn Perlewitz (Berlin) erstattete Geschäftsbericht enthielt eine Übersicht über die arbeitsreiche Tätigkeit der den Verband bildenden Vereine beeidigter Sachverständiger im abgelaufenen Jahre. Von den Verhandlungsgegenständen seien erwähnt die Mitarbeit an der praktischen Durchführung der neuen Gebührenordnung für Zeugen und Sachverständige und an der Verbesserung des schiedsrichterlichen Verfahrens, sowie Vorschläge und Maßnahmen zur Unterstützung der Gerichte und Anwälte in dem Bestreben, den Rechtsgang vor den ordentlichen Gerichten zu beschleunigen, für den Fall, daß Sachverständige zugezogen werden müssen. Herr Korn (Düsseldorf) berichtete, daß die Privattaxen für Grundstücksbeilehung nach den Feststellungen von Hypothekenbanken sich trotz der Kriegszeit bewahrt haben, sodaß die geplante Errichtung behördlicher Taxämter weniger zu empfehlen sei. Die Mitteilung eines Erlasses der bayerischen Staatsministerien, durch den allen Staatsbeamten während der Kriegszeit die Enthaltung von gewinnbringender Nebenschäftigung zur Pflicht gemacht wird, durch die berufsmäßige Gewerbetreibende in ihrem Erwerb geschmälert werden können, bot Anlaß, auch in den übrigen Bundesstaaten ähnliche Maßnahmen anzuregen. Herr Fechter (Königsberg i./Pr.) berichtete über die dortige Tätigkeit der Abschätzungskommission für Kriegsschäden und wies auf die Notwendigkeit einer Nachprüfung der hierfür aufgestellten Gebührensätze hin.

Schon der Kriegsausbruch als solcher hebt die Lieferungsverpflichtung bei mit Kriegsklausel versehenen Verträgen auf.

Urteil des Landgerichts München vom 9. Oktober 1914.

Leipzig, den 14. April 1915. Da der Ausbruch des Krieges im gesamten Wirtschaftsleben tief einschneidende Veränderungen hervorruft, wird jeder Kaufmann das Bestreben haben, sich für den Kriegsfall die größtmögliche Freiheit des Handelns zu wahren, namentlich was seine Verpflichtungen aus Lieferungsverträgen anlangt. In den meisten Fällen wird er sich damit zu helfen suchen, daß er sich darauf beruft, er könne schon den Kriegsausbruch als solchen als Rücktrittsgrund für sich geltend machen und brauche nicht erst durch den Krieg hervorgerufenen subjektives Nichtkönnen im einzelnen Falle nachzuweisen. Ob diese Auffassung auch von den Bestellern allerseits geteilt wird, darf füglich bezweifelt werden. Jedenfalls hat das Landgericht München in seinem Urteil vom 9. Oktober 1914 sich auf den angedeuteten Standpunkt gestellt und die Lieferungsverweigerung des Lieferanten für begründet erachtet. Es führt in der Hauptsache aus:

Treten infolge des Krieges Ausfälle im Warenbezug ein, so muß der Kaufmann auf eine andere Verteilung der weiter zu veräußernden Waren bedacht sein, als sie für Friedenszeiten vorgesehen war. Die Preise, zu denen er einkauft, können durch den Krieg erheblichen Ände-

rungen unterliegen, auch sonstige Geschäftsspesen können sich vermehren. Der Betrieb des Geschäfts kann durch Verlust von Arbeitskräften aller Art gestört werden, ein Abnehmer, der zu Friedenszeiten kreditwürdig war, kann diese Eigenschaft durch Eintritt des Krieges verlieren. Dies sind nur einzelne Beispiele von Umständen, die den weitschauenden Kaufmann veranlassen müssen, sich für den Fall des Krieges völlige Verfügungsfreiheit vorzubehalten, nicht aber bloß für die Fälle, in denen er subjektiv zur Leistung unvermögend ist oder die Leistung ihm durch den Krieg erschwert wird.

Nur die lediglich durch die Tatsache der Mobilmachung oder des Kriegsausbruchs bedingte Auflösung der bestehenden Verträge sichert dem Kaufmann die Möglichkeit der Fortsetzung seines Geschäftes. Deshalb gelangt das Gericht zu der Auslegung der Kriegsklausel im weitesten Sinne dahin, daß schon die Tatsache des Kriegsausbruchs die Leistungsverbindlichkeit aufhebt.

Mit Unrecht macht die Klagepartei geltend, daß die Klausel bei solcher Auslegung zu Preistreibern ausgenutzt werden kann und im gegebenen Fall dazu ausgenutzt werde. Wenn die Klausel in der gedachten Ausdehnung zu Preistreibern diene, wäre sie wegen Verstoßes gegen die guten Sitten nichtig (§ 138 BGB.). Der Vorwurf trifft aber nicht zu. Es müßte dem betr. Kaufmann erst bewiesen werden, daß er trotz des Krieges mit dem gleichen Gewinn zu den früheren billigen Preisen liefern könnte. Paßt er seine Preise der durch den Krieg verursachten Verteuerung des eigenen Betriebes an und den eigenen Einkaufspreisen, so handelt er nur wirtschaftlich. Es muß vielmehr gegen den, der die Ware zu den früheren billigen Preisen erwerben will, obwohl er weiß, daß er selbst sie wieder zu viel höheren Preisen, als er beim Einkauf kalkuliert hatte, losschlagen kann, der Vorwurf erhoben werden, daß er auf Kosten seines Lieferanten, der vielleicht zu den bisherigen Bedingungen nur mit Schaden oder wenigstens ohne Nutzen liefern könnte, ein gutes — unreeles — Geschäft machen will. (Jurist. Wochenschr. Jahrgg. 1915 S. 202/3.) sk.

Gehaltskürzung und Kündigungsklausel infolge des Kriegsausbruchs.

Urteil des Kaufmannsgerichts Berlin vom 27. Februar 1915.

Leipzig, den 20. Mai 1915. (Nachdruck auch im Auszug verboten.) Infolge des Kriegsausbruchs erklärten sich auf vorangegangene Besprechung hin am 5. August 1914 mehrere Angestellte der Firma N. damit einverstanden, daß ihnen das Gehalt um ein Drittel gekürzt werde, während die Firma N. nicht vor dem 1. Oktober 1914 zu kündigen sich verpflichtete. Im November erfolgte dann eine Kürzung nur um 10 % und im Dezember wurde das volle Gehalt gezahlt. Als den Angestellten nun im November per 31. Dezember 1914 ordnungsmäßig gekündigt worden war, erhoben sie beim Kaufmannsgericht Berlin Klage auf Nachzahlung der Abzüge, indem sie behaupteten, ihr Einverständnis mit der Gehaltskürzung sei durch einen Irrtum bzw. durch Ausnutzung ihrer Zwangslage herbeigeführt worden. Das Gericht wies die Klage mit folgender Begründung ab:

Das Gericht hat keinen Zweifel gehabt, daß der Vertrag den guten Sitten in keiner Weise widerspricht. Sinn und Zweck desselben war, zunächst auf eigenes Risiko, wie sich das gehört, das Personal weiter zu behalten, anstatt den bequemeren Weg zu beschreiten, sich

durch fristgemäße Kündigung eines Teils des Personals zu entledigen und damit die Spesen auf Kosten der sozialen Ausgleichung zu verringern. Dieser Zweck war für beide Teile ein vorteilhafter. Beklagte sicherte sich ihre Arbeitskräfte, die Kläger durften dafür zunächst auf ein zwar vermindertes, aber ihnen periodisch zugehendes Gehalt rechnen. Diese Verteilung wurde der durch den Krieg geschaffenen Wirtschaftslage, die jedem Einzelnen Opfer auferlegt, gerecht. Ob sich dieser Zustand auf die Dauer aufrecht erhalten ließ, war am 5. August nicht vorherzusehen. Indem aber die Beklagte auf die Kündigung vor dem 1. Oktober verzichtete, erstreckte sie zunächst die Versuchszeit auf die Ergebnisse der Neuregulierung auf mindestens drei Monate. Es ist in keiner Weise ersichtlich, warum diese der Situation am 5. August entsprechende Verständigung den guten Sitten zuwiderlaufen soll. Die Anfechtung des Vertrages wegen Irrtum greift nicht durch, da unstreitig kein Irrtum in der Erklärung, sondern nur ein solcher im Beweggrunde vorliegt, der nach stehender Rechtsansicht unbeachtlich ist. Übrigens ist auch die unverzügliche Anfechtung unstreitig nicht erfolgt. (§ 121 BGB.) Ebenso steht es mit der Anfechtung wegen Drohung aus § 123 BGB. Die Androhung der gesetzlichen Kündigung ist niemals eine widerrechtliche im Sinne des genannten Gesetzes. Der bloße wirtschaftliche Zwang ist unbeachtlich. Ist aber davon auszugehen, daß die Abmachung im August gültig vereinbart war, so kann sie nicht durch spätere Ereignisse, wie die beim Abschluß weder vorauszusehen waren, noch von den Beteiligten beeinflußt werden konnten, ungültig werden. Denn die Gültigkeit eines Vertrages ist grundsätzlich nach der Zeit seiner Entstehung zu beurteilen. (Gewerbe- und Kaufmannsgericht 1915. Nr. 8 S. 224).

sk

Ist eine Förderbahn Eisenbahn im Sinne des Haftpflichtgesetzes.

Urteil des Reichsgerichts vom 22. März 1915.

Bearbeitet von Rechtsanwalt Dr. F. Walther-Leipzig.

Leipzig, 14. Mai 1915. (Nachdruck auch im Auszug verboten). Zur Bewegung von Erdmassen bei Ausschachtungen oder Bodenauffüllungen werden oft Förderbahnen angelegt. Das jeweilige Fortschreiten der Arbeiten bedingt, daß die Gleise leicht verlegt werden können, sodaß sie also nicht fest in den Boden eingebaut werden. Durch diese Beweglichkeit der Gleise und das auch sonst meist recht primitive Aussehen dieser Förderbahnen sowie die Zweckbestimmung für nur einen Unternehmer, wird aber die Eigenschaft als Eisenbahn im Sinne des Haftpflichtgesetzes und die daraus sich ergebenden Folgen für den Unternehmer nicht berührt.

Zur Ausführung von Erdarbeiten hatte die Firma C. eine Schmalspurbahn angelegt, die eine Strecke weit über die Borghagener Straße in Ickern führte. Durch einen Zug dieser Schmalspurbahn wurde der damals zweijährige W. überfahren und verlor durch den Unfall sein rechtes Bein. Die Firma C. und der Lokomotivführer wurden auf Schadenersatz in Anspruch genommen. Landgericht Dortmund und Oberlandesgericht Hamm verurteilten die beiden Beklagten. Auf die Revision der klagten Firma führte nunmehr der 6. Zivilsenat des Reichsgerichts aus:

Ohne zureichende Gründe beanstandet die Revision die Ansicht des Berufungsgerichts, daß die erwähnte Schmalspurbahn als Eisenbahn im Sinne des Haftpflichtgesetzes aufzufassen sei. Es sind im Gegenteil alle wesentlichen Merkmale einer Eisenbahn vorhanden. Schwere Lasten werden auf metallener Grundlage, auf Eisenschienen, unter Zuhilfenahme der Dampfkraft befördert, die glatte Unterlage bedingt die Schwierigkeit des Anhaltens und die Gebundenheit an den Schienenweg macht das Ausweichen vor Hindernissen unmöglich. Daß die Schienen auf Holzschwellen befestigt waren, die nicht

fest in den Boden eingebaut waren und daß daher das ganze Gleis verlegt werden konnte, sobald es der Fortschritt der Erdarbeiten verlangte, ist unerheblich, weil das Haftpflichtgesetz keine dauernden Anlagen voraussetzt. Ebensovienig wird seine Anwendung dadurch ausgeschlossen, daß es sich um eine den Zwecken nur eines Unternehmers dienende Arbeitsbahn handelte. Wie schon das Reichsoberhandelsgericht ausgesprochen hat, sind die Bestimmungen des Haftpflichtgesetzes auch auf solche Bahnen dann anzuwenden, wenn sie in Ansehung der Gefährlichkeit des Betriebes den zum allgemeinen Verkehr bestimmten Eisenbahnen gleich geachtet werden können. Das trifft im vorliegenden Falle unbedenklich zu und wird auch durch die geringe Geschwindigkeit der Züge nicht ausgeschlossen. Mag diese auch die mit dem Betriebe verbundene Gefahr verringern, so vermag sie doch keineswegs die den Eisenbahnen eigenen Gefahren, die namentlich in der Unmöglichkeit des Ausweichens und des schnellen Anhaltens zu finden sind, zu beseitigen. Dem entspricht es, wenn vom Reichsgericht eine zum Transporte von Steinen bestimmte, mit Pferden betriebene Förderbahn, auf der die Züge nur 7,2 km stündlich zurücklegten, dem Haftpflichtgesetze unterstellt worden ist. Daß ein Betriebsunfall vorliegt, wird von der Revision nicht in Abrede gestellt, sie will aber den Unfall als durch höhere Gewalt verursacht angesehen wissen und rügt, daß dies nicht vom Vordrucker geprüft sei. Auch diese Rüge kann nicht durchgreifen. Über den Hergang des Unfalles fehlen zwar alle Einzelheiten, soviel steht aber fest, daß er sich an einer Stelle ereignete, die durch keinerlei Schutzmaßregeln gegen das Betreten seitens Dritter gesichert war. Nach der Darstellung der Beklagten lagen die Gleise auf einem Geländestreifen, der achtzig Zentimeter höher war als die Fläche der Borghagener Straße, um deren Ausbau es sich handelte; es war daher Kindern ohne besondere Schwierigkeit möglich, auf die Aufschüttung und damit auf das Gleis zu gelangen. Mit dieser naheliegenden Möglichkeit mußte die Beklagte ganz ebenso rechnen, wie dies von einer Straßenbahn verlangt wird, und, sofern eine wirksame Absperrung nicht möglich war, mußte sie durch geeignete Beaufsichtigung der Strecke während des Betriebes Kinder vom Betreten des Gleises abhalten. Die Revision wurde demzufolge zurückgewiesen. (Aktenzeichen VI. 615/15. Wert des Streitgegenstandes in der Revisionsinstanz: 5000 M.)

sk.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Grundlagen zur Berechnung von Steifrahmen.

Von Dr.-Ing. R. Rossin. Berlin, Julius Springer, 1914.

Preis 3,60 M.

Die hier gegebenen, sehr übersichtlichen Grundlagen zur Berechnung von Steifrahmen tragen der sehr häufigen Anwendung gerade dieser Bauart im Eisenbetonbau bestens Rechnung und beziehen sich auf zweistöckige, mehrstöckige Rahmen und Stockwerksrahmen. Das Eigenartige und Wertvolle der Arbeit liegt darin begründet, daß von der unmittelbaren geometrischen Anschauung zwischen den elastischen Formänderungen Beziehungen zur Bestimmung der Überzähligen aufgesucht werden. Hierbei ist auch der Einfluß des Trägheitsmomentes, namentlich im Hinblick auf Vouten eingehend gewürdigt, wobei eine weitgehende Übereinstimmung mit den tatsächlichen Verhältnissen nachgewiesen werden konnte. Die entwickelten Formeln erhielten eine für die Praxis geeignete Fassung; zugleich wurden Kontrollen ermittelt, welche ebenfalls einfach sind. Dabei besitzen die Rechnungsergebnisse solche Formen, daß eine Berechnung mit dem Rechenschieber in der Regel zu ausreichend genauen Ergebnissen führt.

Die Arbeit von Dr. Rossin stellt alles in allem eine ausgezeichnete Bereicherung unserer Literatur dar, nament-

lich im Hinblick auf die Anwendbarkeit für schwierige statische Probleme in der Praxis; sie verdient es nach ihrem inneren Werte und der Übersichtlichkeit der Ergebnisse allgemein im Eisenbetonbau Eingang zu finden.

M. F.

Sven Hedin, „Ein Volk in Waffen“. 192 Seiten, 32 Abbildungen (26 Photographien, 6 Zeichnungen). Leipzig, F. A. Brockhaus. Feldpostausgabe 1 M.

Der berühmte Forscher schildert darin „die größten Eindrücke seines Lebens“, wie er sie an der deutschen Westfront, als Gast im Hauptquartier des Kaisers, auf den blutgetränkten Schlachtfeldern, in den Schützengräben und Biwaks in den von unsern Feldgrauen besetzten Gebieten Belgiens und Frankreichs im September und Oktober vorigen Jahres erlebt hat. Dieses Buch Hedins ist ein Hohes Lied auf den deutschen Idealismus, auf deutsche Tapferkeit und Menschlichkeit, auf deutsche Tatkraft und deutsche Überlegenheit — zugleich eine Jubelouvertüre zum Sieg unserer gerechten Sache, von dem kein Deutscher felsenfester überzeugt sein kann als dieser Schwede. Es ist den deutschen Soldaten gewidmet, es soll sie erfreuen und erheben, es soll ihnen ins Feld gesandt werden und in Ruhepausen des Kampfes, selbst in den Schützengräben bei jedem unserer Helden die Flamme patriotischer Begeisterung immer aufs neue entfachen. Es soll von jedem Angehörigen eines deutschen Kriegers gelesen werden und ihn stolz machen auf die unvergleichlichen Leistungen unseres Heeres.

Aus diesen Gründen und bei dem billigen Preise können wir das 192 Seiten starke, mit 32 Illustrationen, Photographien und eigenen Zeichnungen, geschmückte Buch unsern Lesern gar nicht dringend genug empfehlen, namentlich auch als „Liebesgabe“ für unsere Feldgrauen.

Zement und Beton im Tiefbau. Von H. Gamann, Lehrer an der Wiesen- und Wegebauerschule in Siegen. Berlin 1915. Verlag der Tonindustrie-Zeitung G. m. b. H. Preis 8,00 M.

Das Buch will in erster Linie den Bedürfnissen des Tiefbautechnikers und der Landeskultur Rechnung tragen und soll vorwiegend unmittelbar für die Praxis geschrieben sein. Deshalb ist die Theorie auch nur kurz behandelt; hier beschränkt sich der Verfasser nur auf die Wiedergabe von Formeln und zeichnerischen Berechnungsarten mit Anwendungsbeispielen. Das Buch soll dem entwerfenden Techniker ein Hilfsmittel für Entwürfe und Ausführung sein, daneben aber auch zu Verbesserungen usw. anregen. Als Einleitung ist ein kurzer Überblick über die Baustoffe, von denen das Buch handelt, also über die verschiedenen Zemente, die Zusatzstoffe, Mörtel und Beton gegeben. Hier nimmt Wunder, daß die Puzzolanerde aufgeführt ist, die unseres Wissens wohl schon seit langem in Deutschland keine Verwendung mehr findet, daß unser rheinischer Traß aber überhaupt nicht erwähnt wird. Fast ebenso schlecht kommt der Eisenportlandzement weg, der auch gegenüber dem sogen. „Hochofenzement“ nicht richtig abgegrenzt wird.

Der folgende ganz kurze theoretische Teil über Eisenbeton gibt zu starken Bedenken Veranlassung, Wenn man hier Angaben findet (für die einfach bewehrte Platte) wie

k_b bedeutet die Spannung des Betons in qcm (!)
 k_e „ „ „ „ Eisens in qcm (!)
 ferner die einfache Momentengleichung in der Form

$M = k_e \left(h - a - \frac{x}{3} \right)$ (also ohne F_e) geschrieben

sieht, so kann man nicht verstehen, wie solche Fehler in ein „Lehrbuch“ hineinkommen können. Das ganze Buch macht überhaupt den Eindruck des Zusammentragens von Einzelheiten und Beispielen, die zudem oft so

gewählt sind, daß der Leserkreis für den das Buch geschrieben, von ihnen keinen großen Vorteil ziehen dürfte. Man kann sich vielfach dem Eindrücke nicht entziehen, daß Abbildungen und dazu gehörender Text aufgenommen sind, weil der Verlag bereits die Bildstöcke besaß. Dabei sind viele Darlegungen von einer großen Oberflächlichkeit.

Das am Ende des Buches angefügte Literaturverzeichnis enthält 14 z. T. bekanntere Bücher aus dem Gebiete des Beton- und Eisenbetonbaues, des Wasser- und Brückenbaues und dann auf mehr als 10 Seiten Literaterrangabungen aus der Tonindustriezeitung über Aufsätze aus den Gebieten Beton und Eisenbeton, und gehört hierdurch zu den wertvollsten Teilen des ganzen Buches.

Eine irgend bemerkenswerte Bereicherung unserer Beton- und Eisenbetonliteratur stellt das vorliegende Buch nicht dar.

M. F.

Zeitschriftensschau aus dem Gebiete des Wasserbaues. Im Auftrage des Ministeriums der öffentlichen Arbeiten herausgegeben von Wilh. Ernst & Sohn. Heft I 1915. Preis für den Jahrgang 12 M.

Die „Zeitschriftenschau“ bringt in vorbildlicher Art einen laufenden Überblick über alle wichtigeren in der technischen Literatur des In- und Auslandes erscheinenden Aufsätze aus dem Gebiet des Wasserbaues. Der Inhalt der einzelnen Abhandlungen ist zwar in knapper Form aber doch in der Ausführlichkeit gegeben, um einen Überblick von dem in ihm Gebotenen zu bekommen; zweckmäßig erscheint in dieser Hinsicht auch, daß die Ausdehnung des Aufsatzes durch die Mitteilung der Anzahl Seiten, die er ausfüllt, beurteilt werden kann.

Die Auszüge sind nach bestimmten Stichworten geordnet, auf starkem Papier einseitig gedruckt und somit sehr bequem nach Auseinanderschneiden zu einer Katalogisierung der Literaturangaben zu verwenden.

Allen Fachgenossen des Städtischen Tiefbaues und des Wasserbaues wird die Literaturschau hochwillkommen sein und sich allseitig Freunde erwerben.

M. F.

Thaddeus Hyatt, an early american investigator and user of reinforced Concrete, von Prof. Charles M. Spofford. Sonderabdr. aus dem Journal of the Association of Engineering.

Die Arbeit behandelt die bekannten, gerade von der deutschen und österreichischen Fachpresse anerkannten Verdienste Hyatts; bemerkenswert sind die Zeichnungen der von Hyatt hergestellten Verbundbalken für Biegeversuche. Sie zeichnen sich durch eine Art von Bügelkonstruktionen, bzw. eine Verankerung der Zugbewehrung im Obergurt, vor allem aber auch durch Abbiegung der Haupteiseneinlagen vom Untergurte nach dem Obergurte zu, aus.

M. F.

Neuerungen auf dem Gebiete der Unterwassertunnels von Privatdozent Dr.-Ing. Fr. Steiner. Sonderabdruck aus der Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1913. Wien 1913. Verlag f. Fachliteratur G. m. b. H., Berlin-Wien. Preis 2 Kr.

Die Arbeit behandelt, z. T. auf Erfahrungen von größeren Studienreisen aufgebaut, die Untertunnelungen von Flüssen, Kanälen usw. und die hierbei verwendeten verschiedenartigen Baumethoden, letztere sowohl von technischen wie auch von wirtschaftlichen Gesichtspunkten aus. Besondere Beachtung wird der Caisson- und Schildbaumethode sowie dem Gefrier- und Versteinerungsverfahren gewollt, ebenso wird der Baustoff für die Tunnelwandungen einer eingehenden Würdigung unterzogen. 28, z. T. leider im Druck recht wenig klare Abbildungen sind beigelegt. Die Arbeit enthält für alle, die sich mit Fragen des Tunnelbaues zu beschäftigen haben, wertvolle Anregungen. M. F.

Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Heftes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einsendung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.